



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PREMIER INN SURABAYA DENGAN
MENGUNAKAN BETON PRATEGANG DAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK)**

FIRDAUZIAH RAMADHANI
NRP. 3115 105 029

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dosen Pembimbing II
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG
HOTEL PREMIER INN SURABAYA DENGAN
MENGUNAKAN BETON PRATEGANG DAN
SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS
(SRPMK)**

FIRDAUZIAH RAMADHANI
NRP. 3115 105 029

Dosen Pembimbing I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Dosen Pembimbing II
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14-1501

**DESIGN OF MODIFICATION OF PREMIER INN
HOTEL SURABAYA BUILDING STRUCTURES
USING PRESTRESSED CONCRETE AND SPECIAL
MOMENT FRAME SYSTEM**

FIRDAUZIAH RAMADHANI
NRP. 3115 105 029

Supervisor I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Supervisor II
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT – RC14-1501

**DESIGN OF MODIFICATION OF PREMIER INN
HOTEL SURABAYA BUILDING STRUCTURES
USING PRESTRESSED CONCRETE AND SPECIAL
MOMENT FRAME SYSTEM**

FIRDAUZIAH RAMADHANI
NRP. 3115 105 029

Supervisor I
Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

Supervisor II
Prof. Tavio, ST. MT. Ph.D

DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

**DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL
PREMIER INN SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN
BETON PRATEGANG DAN SISTEM RANGKA PEMIKUL
MOMEN KHUSUS (SRPMK)**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syrat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program Studi S-1 Lintas Jalur Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

FIRDAUZIAH RAMADHANI

NRP. 3115 105 029

Disetujui oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir :

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka

(.....)

2. Prof. Tavio, ST., MT., Ph. D.

(.....)

SURABAYA

JULI, 2017

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL PREMIER INN SURABAYA DENGAN MENGUNAKAN BETON PRATEGANG DAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

Nama Mahasiswa : Firdauziah Ramadhani
NRP : 3115 105 029
Jurusan : Teknik Sipil FTSP - ITS
Dosen Pembimbing : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
2. Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.

Abstrak

Beton prategang merupakan teknologi beton struktural yang sering digunakan untuk mengakomodir kebutuhan ruang yang lebih luas tanpa adanya gangguan dari kolom. Balok beton prategang memungkinkan perancang untuk mendesain bentang yang lebih panjang dibandingkan dengan balok beton bertulang dengan bentang pendek.

Gedung hotel Premier Inn Surabaya ini memiliki 18 lantai, dimana lantai 16 dan lantai atapnya dimodifikasi dengan balok beton prategang. Hal ini berdasarkan kebutuhan ruang yang luas sebagai ballroom tanpa adanya kolom pada lantai 15 dan 16 untuk memikul bentang bebas sepanjang 12,25 m.

Sistem struktur yang digunakan adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dikarenakan Kategori Desain Seismik (KDS) bangunan ini yaitu KDS-D. Pembebanan yang digunakan dalam desain mengacu PPIUG 1983 dan perhitungan gaya gempa dengan metode respon spektrum berdasarkan SNI 1726:2012 dan Peta Hazard Gempa Indonesia 2010. Sedangkan untuk desain struktur beton mengacu pada SNI 2847:2013.

Hasil dari desain bangunan ini menunjukkan bahwa telah memenuhi semua persyaratan sehingga mampu untuk menahan beban gravitasi dan beban gempa di wilayah kota Surabaya.

Kata kunci : Beton Prategang, Beton Bertulang, Gempa, Respon Spektrum, Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus.

DESIGN OF MODIFICATION OF PREMIER INN HOTEL SURABAYA BUILDING STRUCTURES USING PRESTRESSED CONCRETE AND SPECIAL MOMENT FRAME SYSTEM

Name : Firdauziah Ramadhani
NRP : 3115 105 029
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor : 1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka
2. Prof. Tavio, S.T. M.T. Ph.D.

Abstract

Prestressed concrete is a structural concrete technology that is frequently used to accommodate the need of more spacious floors without the interruption of columns. Prestressed concrete beams allow designer to have longer span compared to reinforced concrete beams with shallower sections.

This Hotel Premier Inn Surabaya building has 18 floors, where the 16th and roof floors of this building are modified with prestressed beam concrete. This is due to the need of spacious rooms as ballrooms without the presence of column at 15th and 16th floors to provide a free span of 12.25 m.

The structural system is the special moment frame system due to the assigned SDC of the building, i.e. SDC-D. The load used in the design complies PPIUG 1983 and the calculation of earthquake using the response spectrum method which is in accordance with SNI 1726:2012 and the 2010 earthquake hazard map of Indonesia. Whereas, the concrete structure design refers to SNI 2847:2013.

As the result, the design of the building shows that it has complies all the standards so that it is capable to resist the both the gravity and seismic loads in Surabaya city.

Keywords: earthquake, prestressed concrete, reinforced concrete, response spectrum, special moment frame system.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah, segala puji bagi Allah S.W.T, atas petunjuk dan kemudahan-Nya, Penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Premier Inn Surabaya Dengan Menggunakan Beton Prategang dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK)”**.

Penulis menyadari bahwa keberhasilan dalam penyelesaian Tugas Akhir ini tidak lepas dari bantuan, bimbingan dan dorongan dari berbagai pihak secara langsung maupun tidak langsung. Oleh karena itu, penulis mengucapkan banyak terima kasih kepada :

1. Prof. Dr. Ir. I Gusti Putu Raka dan Prof. Tavio, ST., MT., Ph.D. selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan dan arahan dalam penyusunan Tugas Akhir ini.
2. Dr. Techn. Pujo Aji, ST., MT selaku dosen wali yang telah memberikan bimbingan dan masukan selama proses perkuliahan.
3. Tri Joko Wahyu Adi, ST., MT, Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS.
4. Seluruh dosen pengajar dan staff Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, terima kasih atas ilmu yang telah diberikan.
5. Teman - teman seperjuangan dan rekan - rekan mahasiswa Lintas Jalur Teknik Sipil FTSP-ITS.

Penulis Menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan. Akhir kata semoga Tugas Akhir ini bermanfaat.

Surabaya, Juli 2017

Firdauziah Ramadhani

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR ISI

Cover	
Lembar Pengesahan	
Abstrak	iii
Abstract	v
Kata Pengantar	vii
Daftar Isi	ix
Daftar Gambar	xiii
Daftar Tabel	xvii

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	2
1.4 Tujuan	3
1.5 Manfaat	3

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Konsep Desain Kapasitas	6
2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)	6
2.4 Beton Prategang	7
2.4.1 Sistem Beton Prategang	7
2.4.2 Tahap – Tahap Pembebanan	9
2.4.3 Kehilangan Prategang	12

BAB III

METODOLOGI

3.1 Umum	17
3.2 Pengumpulan Data	18
3.3 Penetapan Kriteria Desain	19

3.4	Preliminary Desain	24
3.5	Perhitungan Struktur Sekunder	27
3.6	Pembebanan	28
3.7	Pemodelan Struktur	29
3.8	Perhitungan Struktur Primer.....	29
3.9	Perencanaan Balok Prategang	30
3.9.1	Pemilihan Jenis Beton Prategang	30
3.9.2	Gaya Prategang	31
3.9.3	Penetapan dan Tata Letak Kabel	31
3.9.4	Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang	31
3.9.5	Kehilangan Prategang	33
3.9.6	Kontrol Tegangan.....	38
3.9.7	Kekuatan Batas Balok Prategang	40
3.9.8	Kontrol Lendutan	41
3.9.9	Perhitungan Geser	42
3.9.10	Pengangkuran	44
3.10	Perhitungan Struktur Pondasi.....	44
3.11	Output Gambar AutoCAD.....	46

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1	Perencanaan Dimensi Struktur	47
4.1.1	Perencanaan Dimensi Balok.....	47
4.1.2	Perencanaan Dimensi Plat Lantai.....	49
4.1.3	Perencanaan Dimensi Kolom	57
4.1.4	Perencanaan Dimensi Tangga	61
4.2	Perencanaan Struktur Sekunder.....	63
4.2.1	Perencanaan Penulangan Pelat Lantai	63
4.2.2	Perencanaan Penulangan Balok Anak	71
4.2.3	Perencanaan Penulangan Plat Tangga	84
4.2.4	Perencanaan Balok Lift	101
4.3	Pemodelan Struktur	116
4.4	Pembebanan	117
4.4.1	Beban Mati (<i>Dead Load</i>).....	117

4.4.2	Beban Hidup (<i>Live Load</i>).....	118
4.4.3	Beban Angin (<i>Wind Load</i>)	118
4.4.4	Analisis Beban Gempa.....	119
4.5	Kontrol Hasil Analisis Struktur.....	128
4.5.1	Kontrol Antara Berat Struktur Manual dengan SAP	128
4.5.2	Analisis Struktur Bangunan	129
4.6	Perencanaan Balok Prategang	140
4.6.1	Momen Pada Balok Prategang	144
4.6.2	Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang ...	144
4.6.3	Penentuan Jumlah <i>Strand</i>	150
4.6.4	Perhitungan Kehilangan Prategang	151
4.6.4.1	Kehilangan Prategang Langsung	152
4.6.4.2	Kehilangan Prategang Tidak Langsung	159
4.6.5	Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan	165
4.6.6	Kontrol Lendutan	167
4.6.7	Momen Retak	170
4.6.8	Penulangan Lunak Tambahan	171
4.6.9	Kontrol Momen Nominal	183
4.6.10	Angkur Ujung	188
4.7	Perencanaan Struktur Primer.....	190
4.7.1	Perencanaan Balok Primer	190
4.7.2	Perencanaan Kolom	222
4.8	Perencanaan Struktur Bawah	246
4.8.1	Perencanaan Sloof.....	246
4.8.2	Perencanaan Basement.....	250
4.8.2.1	Perencanaan Dinding Basement.....	250
4.8.2.2	Perencanaan Pelat Lantai Basement	255
4.8.3	Perencanaan Pondasi.....	261
4.8.3.1	Perhitungan Tiang Pancang dan Pile Cap Tipe PC 1.....	261
4.8.3.2	Perhitungan Tiang Pancang dan Pondasi Tipe PC 2.....	277

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan.....	293
5.2 Saran.....	294

DAFTAR PUSTAKA	297
-----------------------------	------------

LAMPIRAN

Lampiran A (Data Tanah).....	299
Lampiran B (Spesifikasi Tiang Pancang).....	301
Lampiran C (Spesifikasi Tendon).....	303
Lampiran D (Spesifikasi Angkur Tendon)	305
Lampiran E (Gambar Desain).....	307

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka.....	6
Gambar 2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen	7
Gambar 2.3 Skema Kehilangan Akibat Kekekangan Kolom.....	14
Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Perencanaan.....	18
Gambar 4.1 Plat Lantai Tipe A	49
Gambar 4.2 Penampang Plat Lantai	64
Gambar 4.3 Detail Penulangan Plat Tipe A	70
Gambar 4.4 Denah Lokasi Balok Anak.....	72
Gambar 4.5 Sketsa Perletakan Balok Anak.....	72
Gambar 4.6 Penulangan Balok Anak	83
Gambar 4.7 Sketsa Beban Pada Tangga.....	86
Gambar 4.8 Penulangan Balok Bordes.....	99
Gambar 4.9 Penulangan Tangga	100
Gambar 4.10 Denah Penampang Lift	101
Gambar 4.11 Ilustrasi Pembebanan Balok Lift	103
Gambar 4.12 Momen Balok lift Kombinasi 1,4D (T.m).....	104
Gambar 4.13 Geser Balok lift Kombinasi 1,4D (T)	104
Gambar 4.14 Dimensi Balok Lift	104
Gambar 4.15 Penulangan Balok Lift.....	115
Gambar 4.16 Pemodelan Desain Modifikasi Struktur.....	116
Gambar 4.17 Kurva Respon Spektrum Desain.....	127
Gambar 4.18 Pembesaran torsi tak terduga (A_x)	137
Gambar 4.19 Penampang Balok Prategang	141
Gambar 4.20 Momen Pada Balok Prategang	144
Gambar 4.21 Daerah Limit Kabel	146
Gambar 4.22 Diagram Tegangan Saat Transfer	149
Gambar 4.23 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan	149
Gambar 4.24 Diagram Tegangan pada saat beban kerja	149
Gambar 4.25 Portal dengan Balok Prategang.....	155
Gambar 4.26 Perpendekan Kolom	156
Gambar 4.27 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata	157

Gambar 4.28 Keseimbangan Gaya Prategang dengan Reaksi Perletakan	158
Gambar 4.29 Penampang Balok Prategang	161
Gambar 4.30 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan.....	166
Gambar 4.31 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan.....	167
Gambar 4.32 Rencana penulangan balok prategang.....	183
Gambar 4.33 Tinggi Efektif Balok Induk.....	191
Gambar 4.34 Lokasi Balok Induk yang Ditinjau.....	192
Gambar 4.35 Zona Batas Regangan dan variase factor reduksi kekuatan ϕ dengan regangan tarik Neto et	197
Gambar 4.36 Zona Batas Regangan dan variase factor reduksi kekuatan ϕ dengan regangan tarik Neto et	201
Gambar 4.37 Zona Batas Regangan dan variase factor reduksi kekuatan ϕ dengan regangan tarik Neto et	205
Gambar 4.38 Penampang Balok T.....	208
Gambar 4.39 Reaksi ketika struktur bergoyang ke kiri	209
Gambar 4.40 Reaksi ketika struktur bergoyang ke kanan	210
Gambar 4.41 Grafik lendutan yang terjadi pada balok.....	213
Gambar 4.42 Diagram momen pemberhentian tulangan.....	216
Gambar 4.43 Penulangan Balok Induk (B2)	218
Gambar 4.44 Denah lokasi kolom yang ditinjau	223
Gambar 4.45 Diagram interaksi kolom K2 (arah X)	224
Gambar 4.46 Diagram interaksi kolom K2 (arah Y)	224
Gambar 4.47 Output diagram interaksi kolom arah X	225
Gambar 4.48 Gambar detail penulangan balok B1.....	226
Gambar 4.49 Output diagram interaksi kolom arah Y	227
Gambar 4.50 Gambar detail penulangan balok B2.....	228
Gambar 4.51 Output diagram eksterior kolom arah X	230
Gambar 4.52 Gambar detail penulangan balok B1 eksterior.....	231
Gambar 4.53 Output diagram eksterior kolom arah Y	232
Gambar 4.54 Gambar detail penulangan balok B2 interior.....	233
Gambar 4.55 Gaya geser desain untuk balok dan kolom	237
Gambar 4.56 Hasil output pca-Column untuk kolom.....	237

Gambar 4.57 Nilai Mpr Kolom Tipe K2	238
Gambar 4.58 Penulangan Kolom (K2)	241
Gambar 4.59 Diagram Interaksi Sloof.....	248
Gambar 4.60 Penulangan Sloof.....	249
Gambar 4.61 Sketsa Dinding Basement	250
Gambar 4.62 Gaya tanah yang bekerja (dalam kg/m)	252
Gambar 4.63 Momen yang terjadi (dalam kg.m)	252
Gambar 4.64 Detail Ketebalan Plat Lantai Basement	256
Gambar 4.65 Letak pondasi kolom yang ditinjau	261
Gambar 4.66 Posisi tiang pancang kolom	265
Gambar 4.67 Mekanika beban poer kolom	271
Gambar 4.68 Gambar Penampang tiang pancang	275
Gambar 4.69 Gambar Diagram interaksi tiang pancang	275
Gambar 4.70 Penulangan Tiang Pancang Tipe PC1	276
Gambar 4.71 Letak pondasi kolom yang ditinjau	277
Gambar 4.72 Posisi tiang pancang kolom	281
Gambar 4.73 Mekanika beban poer kolom	287
Gambar 4.74 Gambar Penampang Tiang Pancang.....	291
Gambar 4.75 Gambar Diagram interaksi tiang pancang	291
Gambar 4.76 Penulangan Tiang Pancang Tipe PC2	292

”Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR TABEL

Tabel 3.1 Klasifikasi Situs.....	20
Tabel 3.2 Koefisien Situs, Fa	21
Tabel 3.3 Koefisien Situs, Fv	21
Tabel 3.4 Kategori Resiko.....	22
Tabel 3.5 Faktor Keutamaan Gempa.....	22
Tabel 3.6 Faktor R, Cd dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa	23
Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek	23
Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik	23
Tabel 3.9 Koefisien Susut Pascatarik (Post tension).....	35
Tabel 3.10 Koefisien Gesek Kelengkungan dan Woble untuk tendon pasca-tarik.....	37
Tabel 4.1 Resume Dimensi Balok	49
Tabel 4.2 Resume Dimensi Kolom	61
Tabel 4.3 Penulangan Pelat Lantai	69
Tabel 4.4 Pembebanan Mati Balok Bordes	93
Tabel 4.5 Standar Dimensi dan Reaksi Pada Lift.....	102
Tabel 4.6 Kategori Risiko Bangunan	119
Tabel 4.7 Faktor Keutamaan Gempa.....	119
Tabel 4.8 Parameter Percepatan Tanah Ss dan S ₁ wilayah Surabaya	120
Tabel 4.9 Data N _{SPT}	120
Tabel 4.10 Kategori Desain Seismik.....	122
Tabel 4.11 Sistem Penahan Gaya Seismik	123
Tabel 4.12 Gaya Gempa (Fx) Pada Tiap Lantai.....	125
Tabel 4.13 Spektrum Respons Percepatan Desain	127
Tabel 4.14 Rekap Perhitungan Berat Struktur Bangunan Manual	128
Tabel 4.15 Output Base Reaction SAP 2000.....	129
Tabel 4.16 Nilai Periode Struktur (T) dari program SAP2000..	130

Tabel 4.17 Nilai Akhir Base Reaction	131
Tabel 4.18 Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah	131
Tabel 4.19 Kontrol <i>base reaction</i>	132
Tabel 4.20 Faktor Skala Gaya Gempa.....	132
Tabel 4.21 Kontrol akhir base reaction berdasarkan faktor skala	133
Tabel 4.22 Modal <i>Participating Mass Ratios</i>	133
Tabel 4.23 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah X	135
Tabel 4.24 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah Y	136
Tabel 4.25 <i>Joint displacement</i> akibat beban spectra arah X.....	138
Tabel 4.26 <i>Joint displacement</i> akibat beban spectra arah Y	139
Tabel 4.27 Resume Kehilangan Tegangan	165
Tabel 4.28 Output Gaya Dalam Balok Induk	192
Tabel 4.29 Resume Penulangan Balok Induk Lantai Besmen 2 – Lantai 3	219
Tabel 4.30 Resume Penulangan Balok Induk Lantai 4 – Lantai 8	220
Tabel 4.31 Resume Penulangan Balok Induk Lantai 9 – Lantai 13	221
Tabel 4.32 Output gaya dalam kolom	223
Tabel 4.33 Resume Kebutuhan Tulangan Tiap Tipe Kolom	245
Tabel 4.34 Tabel Hubungan antara Parameter Tanah	250
Tabel 4.35 Tabel Rekapitulasi Perhitungan σ_a	251
Tabel 4.36 Reaksi Kolom AS B-3	262
Tabel 4.37 Jarak Tiang Pancang Kolom.....	265
Tabel 4.38 Reaksi Kolom AS B-1 dan B-2	278
Tabel 4.39 Jarak Tiang Pancang Kolom.....	281

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Beton adalah material yang kuat dalam kondisi tekan, tetapi lemah dalam kondisi tarik (kuat tariknya bervariasi dari 8 sampai 14 persen dari kuat tekannya). Karena rendahnya kapasitas tarik tersebut, maka retak lentur terjadi pada taraf pembebanan yang masih rendah (Nawy, 2001). Pada struktur dengan bentang yang panjang, struktur beton bertulang biasa tidak cukup untuk menahan tegangan lentur sehingga terjadi keretakan di daerah yang mempunyai tegangan lentur, geser atau puntir yang tinggi (Budiadi, 2008). Keretakan ini memungkinkan masuknya pengaruh korosif yang akan merusak tulangan dan membahayakan struktur, dengan adanya kelemahan yang terjadi pada struktur beton bertulang tersebut, maka timbullah gagasan untuk menggunakan kombinasi bahan beton secara lain, yaitu dengan memberikan prategang pada beton melalui kabel baja (tendon) yang ditarik atau biasa disebut beton prategang.

Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan dua jenis bahan mutu tinggi yaitu beton dan baja, dengan cara menarik baja tersebut dan menahannya dalam beton sehingga membuat beton dalam keadaan tertekan. Kombinasi dari kedua bahan tersebut menghasilkan perilaku yang lebih baik. Kemampuan beton menahan tarikan diperbaiki dengan memberikan tekanan, sementara kemampuannya menahan tekanan tidak berkurang. Sehingga beton prategang mempunyai kombinasi yang ideal.

Pada tugas akhir ini, merencanakan struktur gedung Hotel Premier Inn di Jl. Biliton No. 24-26 Surabaya ini semula memiliki ketinggian bangunan 10 lantai. Kemudian

dimodifikasi dengan ketinggian bangunan menjadi 17 lantai dan ditambahkan 2 lantai basement. Gedung hotel ini juga dimodifikasi menggunakan beton prategang pada lantai 16 dan lantai atap, dimana pada lantai 15 dan 16 terdapat ruangan tanpa adanya kolom ditengah bentang yang akan difungsikan sebagai *ballroom*.

Hotel Premier Inn Surabaya ini direncanakan menggunakan beban gempa respon spektrum sesuai dengan Standar Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (SNI 1726:2012) dan dengan metode Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Maka pada tugas akhir ini direncanakan menggunakan SRPMK dimana sistem ini didesain untuk daerah zona gempa tinggi dengan pembebanan struktur sesuai peraturan SNI 2847:2013.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun permasalahan yang dihadapi dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Bagaimana menganalisis pembebanan gempa terhadap kontrol nilai gaya geser dasar, waktu alami fundamental dan simpangan.
2. Bagaimana merencanakan struktur sekunder gedung yang meliputi pelat lantai, tangga, balok anak dan balok lift.
3. Bagaimana merencanakan struktur utama gedung yang meliputi balok induk, kolom dan hubungan balok kolom.
4. Bagaimana mengaplikasikan hasil perhitungan perencanaan ke dalam gambar teknik.

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Perhitungan beban gempa yang bekerja menggunakan perhitungan respon spektrum sesuai SNI 1726:2012.

2. Perencanaan ini hanya membahas struktural dan tidak membahas manajemen konstruksi, analisis biaya maupun segi arsitektural.

1.4 Tujuan

Tujuan dari penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Menganalisis pembebanan gempa terhadap kontrol nilai gaya geser dasar, waktu alami fundamental dan simpangan.
2. Merencanakan struktur sekunder gedung yang meliputi pelat lantai, tangga, balok anak dan balok lift.
3. Merencanakan struktur utama gedung yang meliputi balok induk, kolom dan hubungan balok kolom.
4. Mengaplikasikan hasil perhitungan dan perencanaan ke dalam gambar teknik.

1.5 Manfaat

Manfaat dari penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Mampu menerapkan perhitungan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK) dan balok prategang dalam perencanaan struktur bangunan Hotel Premier Inn Surabaya.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Perencanaan struktur gedung tahan gempa di Indonesia sangat penting mengingat sebagian besar wilayahnya berada dalam area cincin api, yang memiliki intensitas gempa rendah hingga tinggi. Salah satu syarat penting struktur tahan gempa adalah daktilitas yang memadai. Sebuah struktur memiliki daktilitas yang baik bila elemen-elemen struktur penyusunnya juga memiliki daktilitas yang baik.

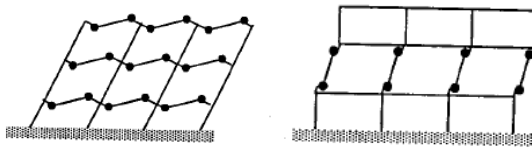
Didalam perencanaan suatu struktur harus selalu diperhatikan hal-hal sebagai berikut : 1). Dari segi kekuatan, struktur tersebut harus dapat diandalkan kekuatannya, 2). Dari segi estetika memenuhi syarat keindahan dan 3). Dari segi finansial struktur tersebut harus ekonomis. Apabila semua persyaratan diatas terpenuhi, maka dapat dikatakan bahwa struktur yang direncanakan memenuhi persyaratan teknis.

Konstruksi dengan beton bertulang merupakan jenis konstruksi yang paling banyak digunakan karena mudah dalam mendapatkan material dan pelaksanaannya. Beton bertulang efektif digunakan pada konstruksi dengan bentang balok yang tidak terlalu panjang. Sedangkan untuk konstruksi balok dengan bentang yang panjang digunakan beton prategang dengan dimensi yang relatif kecil.

Penggunaan beton bertulang tidak efisien karena ukuran balok menjadi sangat besar sehingga tidak sesuai dengan segi estetika dan arsitektural. Selain itu, beban sendiri dari beton bertulang menjadi dominan dan beban gempa juga akan meningkat. Salah satu solusi yang bias digunakan yaitu dengan menggunakan sistem beton prategang. (Raka, Tavio dan Astawa, 2014)

2.2 Konsep Desain Kapasitas

Konsep desain kapasitas adalah mengatur bagian yang satu lebih kuat dari bagian yang lain, sehingga bentuk keruntuhan dapat ditentukan lebih dahulu (Aryanti dan Aminsyah, 2004). Berikut adalah contoh dua mekanisme keruntuhan yang dapat terjadi pada portal - portal rangka terbuka.

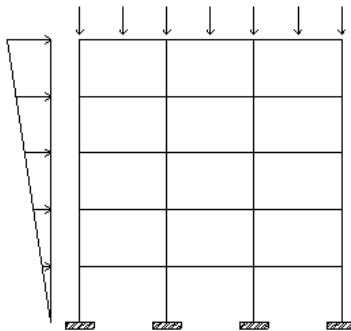


Gambar 2.1 Macam-macam mekanisme keruntuhan pada portal rangka terbuka

Pada struktur gedung dengan sistem rangka pemikul momen khusus harus didesain memenuhi syarat “Strong Column Weak Beam”, yang artinya ketika menerima pengaruh gempa hanya boleh terjadi sendi plastis di ujung-ujung balok dan kaki kolom saja.

2.3 Sistem Rangka Pemikul Momen (SRPM)

Menurut SNI 1726:2012 pasal 3.53 sistem rangka pemikul momen merupakan sistem struktur yang pada dasarnya memiliki rangka ruang yang berfungsi untuk memikul beban gravitasi secara lengkap. Sedangkan beban lateral dipikul rangka pemikul momen terutama melalui mekanisme lentur. SRPM ini dibagi menjadi tiga jenis, yaitu : Sistem Rangka Pemikul Momen Biasa (SRPMB), Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah (SRPMM), dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).



Gambar 2.2 Sistem Rangka Pemikul Momen

Berdasarkan SNI 2847:2013, perencanaan pembangunan gedung bertingkat untuk daerah dengan resiko gempa tinggi menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Struktur beton bertulang yang berada pada wilayah gempa dan resiko gempa kuat (kerusakan merupakan resiko utama), maka komponen struktur harus memenuhi syarat perencanaan dan pendetailan dari SNI 2847:2013 pasal 21.5.

2.4 Beton Prategang

Beton prategang merupakan teknologi konstruksi beton yang mengkombinasikan antara beton berkekuatan tinggi dengan baja mutu tinggi dengan cara aktif. Beton prategang merupakan kombinasi yang ideal dari dua buah bahan modern yang berkekuatan tinggi. (Lin dan Burns, 1996).

2.4.1 Sistem Beton Prategang

Sistem beton prategang ditinjau dari segi penarikan, yaitu :

Beton prategang pada dasarnya dibagi menjadi dua menurut cara penarikan (Nawy, 2001) yaitu :

1. Beton Prategang metode Pratarik (Pratension)

Sistem pemberian gaya prategang pada beton pratekan dengan menarik baja prategang (tendon) terlebih dahulu sebelum dilakukannya pengecoran. Cara ini sering digunakan di laboratorium atau pabrik beton pracetak (Precast Prestressed Concrete) dimana terdapat lantai penahan tarikan yang tetap atau di lapangan dimana dinding penahan dapat dibuat secara ekonomis.

2. Beton Prategang metode Pascatarik (Post Tension)

Sistem pemberian gaya prategang pada beton yang metodenya dilakukan dengan cara menarik baja prategang (tendon) setelah balok dicor dan mencapai sebagian besar dari kuat betonnya.

- Ditinjau dari keadaan distribusi tegangan pada beton

1. *Full Prestressing*

Suatu sistem yang dibuat sedemikian rupa, sehingga tegangan yang terjadi adalah tekanan pada seluruh penampang. Hasil perhitungan tegangan dengan memakai teori kemungkinan menunjukkan bahwa pada penampang balok pratekan *sistem full prestressing* terdapat kemungkinan sebesar $\pm 50\%$ terjadi tegangan tarik pada serat terbawah, meskipun sudah didisain dengan konsep *full prestressing* (tidak ada tarik). Hal ini terjadi karena adanya variabilitas sifat-sifat baja dan beton serta beban yang bekerja, yang mengakibatkan nilai tegangan yang terjadi juga bervariasi. Dari hasil perhitungan juga didapatkan bahwa tegangan tarik yang terjadi ada kemungkinan sebesar $\pm 20\%$ akan melebihi tegangan tarik ijinnya. Tentu saja hal ini juga menunjukkan bahwa masih ada kemungkinan yang cukup

besar akan terjadi retak pada balok sistem *full prestressing*. Dari hasil diatas maka disarankan bahwa meskipun balok prategang telah didisain dengan sistem *full prestressing*, maka sebaiknya tetap diberi tulangan baja pasif pada daerah serat bawah untuk menghindari terjadinya retak (Darmawan, 2009).

2. *Partial Prestressing*

Beton prategang parsial adalah beton dengan kombinasi strand prategang dan tulangan biasa. Sifat lentur balok beton prategang parsial sangat tergantung pada besarnya *Partial Prestressing Ratio* (PPR). PPR adalah rasio momen batas akibat strand prategang terhadap momen batas total penampang. Apabila PPR terlalu kecil maka balok beton berperilaku seperti balok beton bertulang, yaitu kekuatan rendah tetapi bersifat daktail sehingga menyebabkan retak permanen dan memungkinkan strand prategang berkarat. Sebaliknya bila PPR terlalu besar maka balok beton berperilaku seperti balok beton prategang penuh, yaitu kekuatan tinggi tetapi bersifat getas. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada batas PPR 40% - 70% balok mempunyai kekuatan yang tinggi tetapi masih bersifat daktail (Artiningsih, 2008).

2.4.2 Tahap – Tahap Pembebanan

Pada struktur beton prategang, terdapat tahapan - tahapan pembebanan di mana sebuah komponen struktur dibebani. Berikut adalah tahapan – tahapannya (Sulendra dan Tatong, 2011) :

1. Tahap Awal

Tahap dimana struktur diberi gaya prategang tetapi tidak dibebani oleh beban eksternal. Tahap ini terdiri dari :

a. Sebelum diberi gaya prategang

Sebelum beton diberi gaya prategang, beton cukup lemah dalam memikul beban; oleh karena itu harus dicegah agar tidak terjadi kehancuran pada perletakan.

b. Pada saat diberi gaya prategang

Merupakan percobaan yang kritis dari kekuatan tendon. Seringkali tegangan maksimum yang mungkin dialami oleh tendon terjadi pada saat penarikan.

c. Pada saat peralihan gaya prategang

Untuk komponen-komponen pratarik, peralihan gaya prategang dilakukan sekaligus dan dalam waktu yang singkat. Untuk komponen-komponen struktur pascatarik, peralihan seringkali secara bertahap, gaya prategang pada tendon-tendon dialihkan ke beton satu per satu. Pada kedua keadaan tersebut tidak ada gaya eksternal pada komponen struktur kecuali berat sendirinya.

d. Desentring dan Penarikan Kembali

Jika sebuah komponen struktur dicor dan diberi gaya prategang di tempat, maka pada umumnya komponen tersebut akan memikul sendiri selama atau sesudah diberi gaya prategang. Jadi bekisting dapat dibongkar setelah diberi gaya prategang, dan tidak ada pembebanan baru terjadi pada struktur.

Beberapa struktur beton mengalami penarikan ulang; ini adalah sistem prategang dalam dua tahap atau lebih. Jadi tegangan-tegangan pada berbagai macam tahap penarikan harus terjadi.

2. Tahap Akhir

Tahap akhir ini adalah bila beban kerja yang sesungguhnya bekerja pada struktur. Seperti konstruksi-konstruksi lain, pendesain harus mempertimbangkan berbagai macam kombinasi beban hidup pada setiap bagian yang berbeda dari struktur akibat beban-beban lateral seperti angin dan gaya-gaya gempa, dan dengan beban-beban tegangan seperti yang dihasilkan oleh penurunan pada tumpuan dan pengaruh temperatur. Untuk struktur beton prategang, terutama untuk jenis-jenis yang tidak umum, seringkali perlu untuk menyelidiki retak-retak dan beban batasnya, perilakunya akibat beban yang bekerja tetap (*sustained load*) selain akibat beban kerja.

a. Beban yang Bekerja Tetap (*Sustained Load*)

Lendutan ke atas atau ke bawah dari komponen struktur prategang akibat beban tetap yang sesungguhnya (sering hanya terdiri dari beban mati) seringkali merupakan faktor penentu dalam desain, karena pengaruh dalam rangkai akibat lentur akan memperbesar nilainya. Sehingga seringkali dikehendaki untuk membatasi besar lendutan akibat beban tetap.

b. Beban Kerja

Untuk mendesain akibat beban kerja haruslah ada pemeriksaan terhadap tegangan dan regangan yang berlebihan. Tidak perlu ada suatu jaminan atas kekuatan yang cukup untuk memikul beban yang berlebihan.

c. Beban Retak

Retak pada komponen beton prategang berarti perubahan yang mendadak pada tegangan retak dan tegangan geser. Hal ini seringkali merupakan ukuran bagi kekuatan lelah.

d. Beban Batas

Struktur yang didesain berdasarkan tegangan kerja mungkin tidak terlalu mempunyai angka keamanan yang cukup untuk kelebihan beban. Karena disyaratkan bahwa sebuah struktur memiliki kapasitas minimum tertentu, maka perlu ditentukan kekuatan batasnya (*ultimate strength*). Secara umum kekuatan batas dari sebuah struktur didefinisikan sebagai beban maksimum yang dapat dipikul secara hancur.

2.4.3 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang adalah berkurangnya gaya prategang dalam tendon pada saat tertentu dibanding pada saat stressing. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan ke dalam dua kategori, yaitu:

1. Kehilangan Langsung

Kehilangan langsung adalah kehilangan gaya awal prategang sesaat setelah pemberian gaya prategang pada komponen balok prategang. Kehilangan secara langsung terdiri dari :

a. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Akibat gaya *jacking* yang terjadi oleh tendon prategang maka beton akan mengalami perpendekan elastis (karena tekanan gaya prestress yang cukup besar), struktur balok akan memendek dan kabel juga ikut mengalami perpendekan yang menyebabkan berkurangnya

gaya prategang awal. Namun pada kontruksi pascatarik dengan satu tendon saja kehilangan akibat elastisitas beton sangatlah kecil dan cenderung diabaikan, karena penarikan kabel hanya terjadi satu kali dan tidak ada tendon awal yang mengalami perpendekan dan kehilangan akibat tarikan tendon terakhir (Nawy, 2000).

b. Kehilangan Akibat *Woble Efek* dan Gesekan

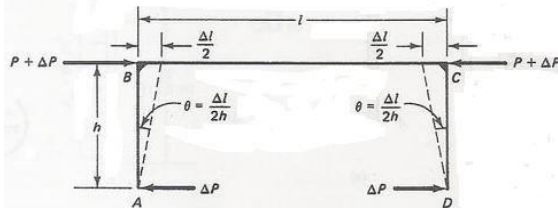
Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam aliyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble effect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_o di ujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak L di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon (Nawy, 2000).

c. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang teralihkan ke angkur. Pada metode pascatarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya *jacking* dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit (Nawy, 2000).

d. Kehilangan Prategang Akibat Kekangan Kolom

Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan *jacking* beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpindahan beton akibat gaya *jacking* yang terjadi. Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya *jacking* hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari *jacking* yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya *jacking* yang terjadi (Nawy, 2000).



Gambar 2.3 Skema Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

$$\Delta P = \frac{M_B - M_A}{h} \quad (2.1)$$

Berdasar Gambar 2.3 besarnya gaya yang hilang akibat kekangan dapat dihitung sebagai ΔP dengan persamaan di atas dimana M_B dan M_A

adalah momen muka kolom pada titik A dan titik B akibat gaya P yang bekerja.

2. Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung)

Kehilangan prategang yang bergantung pada waktu disebut sebagai kehilangan prategang secara tidak langsung hal ini dikarenakan hilangnya gaya awal yang ada terjadi secara bertahap dan dalam waktu yang relatif lama (tidak secara langsung seketika saat *jacking*). Kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut :

a. Kehilangan Prategang Akibat Relaksasi Baja

Tendon *low relaxation* mengalami kehilangan pada gaya prategang sebagai akibat dari perpanjangan konstan terhadap waktu dengan kehilangan yang lebih kecil dibanding dengan tendon *strand relieved*. Besarnya pengurangan gaya prategang tidak hanya pada durasi gaya prategang yang ditahan, melainkan juga pada ratio antara prategang awal dan tegangan leleh tendon prategang $\frac{f_{ci}}{f_{py}}$ dimana f_{ci} adalah

tegangan prategang awal setelah *jacking* dan kehilangan langsung dengan nilai yang sesuai dengan tegangan ijin tendon, sedangkan nilai $f_{py} = 0.9 f_{pu}$ untuk tendon *low relaxation* (Nawy, 2001).

b. Kehilangan Prategang Akibat Rangkak (*Creep*)

Rangkak merupakan deformasi lateral akibat tegangan longitudinal yang dapat menyebabkan hilangnya sebagian gaya prategang. Tegangan tersebut hanya terjadi akibat beban yang terus – menerus selama riwayat pembebanan elemen beton prategang. Rangkak dianggap terjadi dengan beban mati permanen yang ditambahkan

pada komponen struktur setelah dilakukan gaya *jacking* prategang, karena pada pelaksanaannya dilakukan *grouting* (Nawy, 2000).

c. Kehilangan Prategang Akibat Susut (*Shrinkage*)

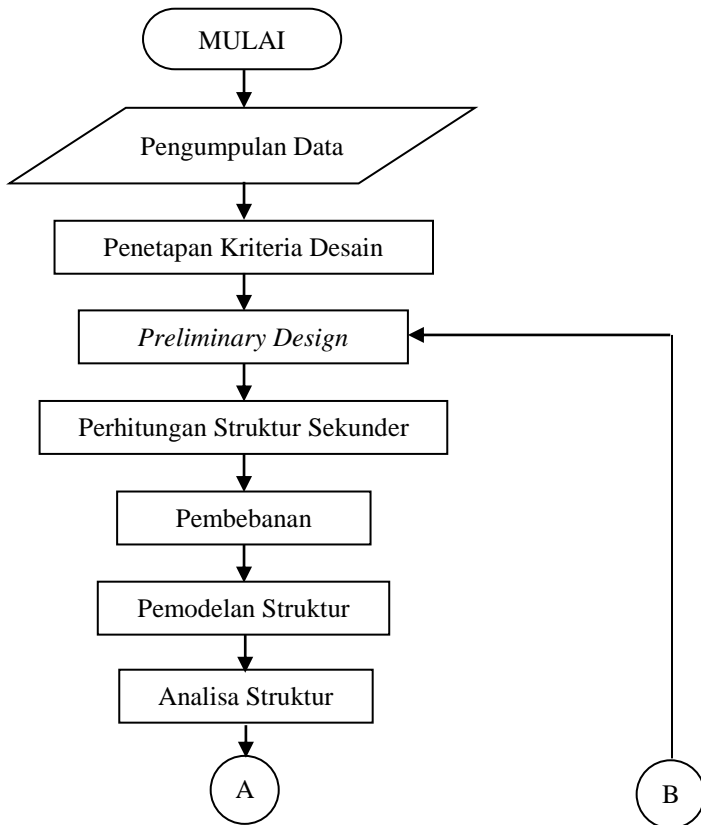
Susut pada beton adalah regangan yang terjadi akibat penguapan air yang bergantung pada kelembapan, ukuran bentuk penampang dan waktu. Kehilangan prategang akibat susut untuk komponen struktur pascatarik bernilai lebih kecil karena sebagian susut telah terjadi sebelum pemberian gaya prategang.

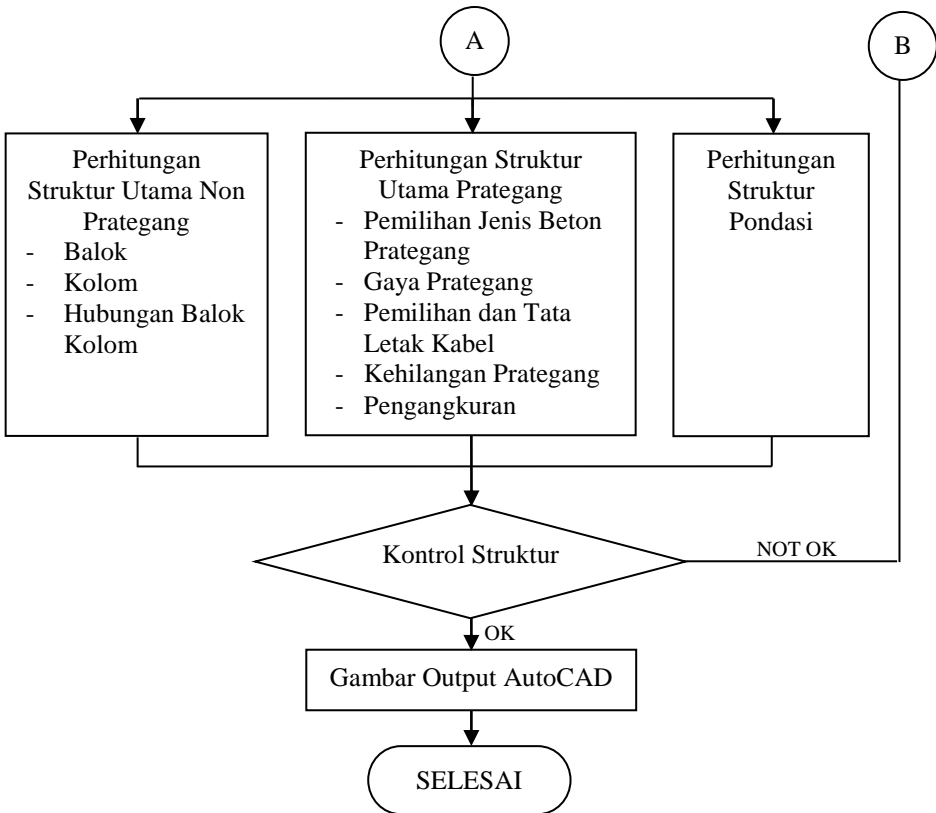
BAB III

METODOLOGI

3.1 Umum

Metodologi ini menjelaskan urutan pelaksanaan dalam penyelesaian yang akan digunakan untuk penyusunan Tugas Akhir. Urutan yang digunakan pada penyelesaian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada gambar 3.1 dan selanjutnya akan diikuti dengan penjelasan dari diagram alir berikut ini :





Gambar 3.1 Diagram Alir Metodologi Perencanaan

3.2 Pengumpulan Data

Data Eksisting

Data-data yang diperlukan dalam perencanaan gedung adalah sebagai berikut :

1. Gambar Arsitektur
2. Data tanah

Data-data umum dari gedung adalah :

- a. Nama Gedung : Premier Inn Surabaya

- b. Fungsi : Hotel
- c. Alamat : Jl.Biliton No. 24-26 Surabaya
- d. Jumlah lantai : 10 lantai (dengan lantai semi-basement 1 lantai)
- e. Panjang Bangunan : 43,5 m.

Data Modifikasi

Data-data yang diperlukan dalam perencanaan gedung adalah sebagai berikut :

1. Gambar Arsitektur
2. Data tanah

Data-data umum dari gedung adalah :

- a. Nama Gedung : Premier Inn Surabaya
- b. Fungsi : Hotel
- c. Alamat : Jl.Biliton No. 24-26 Surabaya
- d. Jumlah lantai : 17 lantai dan 2 lantai basement
- e. Panjang Bangunan : 43,5 m.

3.3 Penetapan Kriteria Desain

Pemilihan kriteria disain dilakukan berdasarkan data gedung sehingga sistem struktur yang akan dianalisis telah memenuhi persyaratan SNI 1726:2012.

Langkah-langkah penentuan kategori desain seismik (KDS) adalah sebagai berikut :

1. Untuk perhitungan beban gempa digunakan data tanah SPT kemudian dilakukan perhitungan nilai SPT rata – rata (\bar{N}_{SPT}).

$$\bar{N} = \frac{\sum_{i=1}^n di}{\sum_{i=1}^n \frac{di}{ni}} \quad (3.1)$$

2. Dari nilai \bar{N}_{SPT} dapat ditentukan Kelas Situs Tanah dengan tabel berikut :

Tabel 3.1 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (Tanah Sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (Tanah Lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respon spesifik – situs yang mengikuti 6.10.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan Indeks Plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai (*SNI 1726:2012 Tabel 3*)

- Setelah mengetahui Kelas Situs Tanah, kemudian mencari nilai S_s , S_1 dan PGA berdasarkan SNI 1726:2012.
- Menentukan Koefisien Situs Periode 0,2 detik (F_a) dan Koefisien Situs Periode 1 detik (F_v) berdasarkan tabel berikut :

Tabel 3.2 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 0,2$ detik, S_s				
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,2	1,2	1,1	1,0	1,0
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0
SE	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
SF	SS^b				

*(SNI 1726:2012 Tabel 4)***Tabel 3.3** Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	Parameter respons spektral percepatan gempa (MCE_R) terpetakan pada perioda pendek, $T = 1$ detik, S_I				
	$S_I \leq 0,25$	$S_I = 0,5$	$S_I = 0,75$	$S_I = 1,0$	$S_I \geq 1,25$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
SC	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3
SD	2,4	2	1,8	1,6	1,5
SE	3,5	3,2	2,8	2,4	2,4
SF	SS^b				

(SNI 1726:2012 Tabel 5)

5. Menentukan Parameter spektrum respons percepatan

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.2)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.3)$$

(SNI 1726:2012 pasal 6.2 pers. 5 dan 6)

6. Parameter percepatan spektral desain

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.4)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (3.5)$$

(SNI 1726:2012 pasal 6.3 pers. 7 dan 8)

7. Menentukan Kategori Resiko dan Faktor Keutamaan Gempa (*I*) struktur bangunan

Tabel 3.4 Kategori Resiko

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan ; rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II

Tabel 3.5 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa (<i>I</i>)
II	1,0

(SNI 1726:2012 Tabel 1 dan 2)

8. Menentukan nilai Koefisien Modifikasi Respon (*R*).

Tabel 3.6 Faktor R , C_d dan Ω_0 untuk sistem penahan gaya gempa

Sistem Penahan Gaya Seismik	Koefisien Modifikasi Respon, R	Faktor Kuat-lebih sistem, Ω_0	Faktor Pembesaran Defleksi, C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m)				
				Kategori Desain Seismik				
				B	C	D	E	F
5. Rangka Beton Bertulang Pemikul Momen Khusus	8	3	5,5	T B	T B	T B	T B	T B

(SNI 1726:2012 Tabel 9)

9. Menentukan Kategori Desain Seismik.

Tabel 3.7 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek

Nilai S_{DS}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode 1 detik

Nilai S_{D1}	Kategori Resiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

(SNI 1726:2012 Tabel 6 dan 7)

3.4 Preliminary Desain

Preliminary desain merupakan tahapan awal untuk menentukan dimensi awal dari suatu komponen struktur yang mengacu pada ketentuan SNI 2847:2013.

a. Preliminary Plat Lantai

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.2 dalam menentukan dimensi awal plat lantai dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

1. Menentukan data desain yang meliputi :
 - Bentang bersih sumbu panjang dan pendek.
 - Dimensi balok yang menjepitnya.
2. Menentukan lebar sayap efektif dari balok T (b_e)
3. Menghitung α_m

$$\alpha_m = \frac{\sum \alpha_n}{n} \quad (3.6)$$

Keterangan :

α_m = Nilai rata-rata α yang menjepit plat tersebut.

α = Rasio kekakuan balok terhadap plat

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cp} I_p} \quad (3.7)$$

$E_{cb} = E_{cp}$ = Elastisitas beton.

I_p = Momen Inersia plat (mm^4)

I_b = Momen Inersia balok (mm^4)

- Bila $\alpha_m \leq 0.2$, maka tebal plat adalah 125 mm,
- Bila $0.2 \leq \alpha_m \leq 2$, maka tebal plat :

$$h = \frac{\ln \left(0.8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 5\beta(\alpha_m - 0.2)} \leq 125 \text{ mm} \quad (3.8)$$

Keterangan :

l_n = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).

h = Tebal plat (mm).

β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek plat.

f_y = Tegangan leleh baja (MPa).

➤ Bila $\alpha_m \geq 0.2$, maka tebal plat :

$$h = \frac{\ln \left(0,8 + \frac{f_y}{1400} \right)}{36 + 9\beta} \leq 90 \text{ mm} \quad (3.9)$$

Keterangan :

l_n = Bentang bersih arah memanjang panel pelat (mm).

h = Tebal plat (mm).

β = Rasio bentang bersih arah memanjang terhadap arah memendek plat.

f_y = Tegangan leleh baja (MPa).

b. Preliminary Tangga

Dalam menentukan dimensi awal tangga dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

1. Menentukan data perencanaan seperti :
 - Elevasi tangga
 - Tinggi antara lantai dengan plat bordes
2. Merencanakan lebar anak tangga (i) dan tinggi anak tangga (t)
3. Menghitung jumlah tanjakan dan injakan
4. Kontrol batasan α , yaitu $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$
5. Menentukan tebal efektif plat dan bordes tangga

c. Preliminary Balok

Berdasarkan SNI 2847:2013 Pasal 9.5.3.1 dalam menentukan dimensi awal balok dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

1. Menentukan data desain yang meliputi :

- Panjang balok
- Data properties material

2. Bila f_y sama dengan 420 Mpa

$$h_{min} = \frac{L}{16} \quad (3.10)$$

Bila f_y selain 420 Mpa

$$h_{min} = \frac{1}{16} \left(0,4 + \left(\frac{f_y}{700} \right) \right) \quad (3.11)$$

Keterangan :

h_{min} = Tinggi minimum balok (mm).

L = Panjang balok (mm).

f_y = Tegangan leleh baja (MPa).

3. Lebar balok (b)

$$b = \frac{2}{3} \times h \quad (3.12)$$

h = tinggi balok

d. Preliminary Kolom

Dalam menentukan dimensi awal kolom dapat dilakukan dengan mengikuti langkah-langkah berikut :

1. Kolom yang akan dianalisis dipilih berdasarkan yang memikul beban terbesar lalu menentukan data desain yang meliputi :

- Tebal plat yang menumpu kolom yang akan dianalisis.
- Dimensi balok yang menumpu kolom yang akan dianalisis.
- Mutu Beton yang digunakan (f_c').

2. Mengidentifikasi beban-beban yang akan menumpu pada kolom sesuai dengan SNI 1727:2013.
3. Menghitung A_{perlu} dengan menggunakan rumus berikut :

$$A = \frac{P}{\phi f'_c} \quad (3.13)$$

eterangan :

A = Luas kolom yang dibutuhkan (mm^2)

P = Total beban yang menumpu kolom

ϕ = Faktor reduksi = 0,3

Cek dimensi kolom dengan $h = b$ lebih besar dari 300 mm serta rasio b dan h lebih besar dari 0,4.

3.5 Perhitungan Struktur Sekunder

a. Penulangan Pelat Lantai

Dari denah perencanaan pelat lantai telah ditentukan ukuran dan jenis pelat. Untuk penulangan pelat langkah – langkah adalah sebagai berikut :

- Rencanakan d , f'_c dan f_y .
- Menetapkan batas-batas harga-harga perbandingan tulangan yang dipilih yaitu $\rho_{balance}$, ρ_{min} , ρ_{max}
- Menghitung A_s sesuai ρ yang dipakai dan memilih tulangan serta jarak tulangan. $A_s = \rho \cdot b \cdot d$; tul susut = 0,002 $b \cdot d$

b. Perencanaan Struktur Tangga

Pada perencanaan tangga struktur menggunakan cor setempat dengan perletakan jepit-jepit, agar struktur tangga tidak mempengaruhi struktur utama terhadap beban gempa. Pada perencanaan struktur tangga ini lebar injakan dan lebar injakan harus memenuhi persyaratan $2.t + i = 64 - 67$.

Keterangan :

t = tinggi injakan

i = lebar injakan

3.6 Pembebanan

Penentuan dan penggunaan beban yang sesuai dengan peraturan SNI 1727:2013 :

1. Beban mati

Tahapan pembebanan dalam mendesain struktur gedung ini dimaksudkan untuk mendefinisikan nilai beban-beban yang akan dipikul oleh struktur berdasarkan pada SNI 1727:2013 dan PPIUG 1983.

2. Beban hidup

Berdasarkan SNI 1727:2013 Tabel 4-1, beban hidup Gedung Hotel harus diambil paling sedikit sebesar $1,92 \text{ kN/m}^2$. Sedangkan untuk beban hidup pada atap harus diambil paling sedikit sebesar $0,96 \text{ kN/m}^2$.

3. Beban Gempa

Berdasarkan SNI 1726:2012 untuk bangunan gedung yang memiliki tinggi lebih dari 40 m atau 10 lantai maka termasuk kategori gedung tidak beraturan dimana analisis beban gempa harus dilakukan berdasarkan respon dinamik terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana, yang dapat dilakukan dengan metoda analisis respon spektrum sebagaimana yang ditentukan pada SNI 1726:2012.

4. Kombinasi Pembebanan berdasarkan SNI 2847:2013 yaitu :

$$U = 1,4D$$

$$U = 1,2D + 1,6L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + 1,6(Lr \text{ atau } R) + (L \text{ atau } 0,5W)$$

$$U = 1,2D + W + L + 0,5(Lr \text{ atau } R)$$

$$U = 1,2D + E + L$$

$$U = 0,9D + W$$

$$U = 0,9D + E$$

3.7 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur untuk gedung yang ditinjau ini, menggunakan sistem rangka pemikul momen dengan balok prategang yang dimodelkan dalam bentuk 3 dimensi menggunakan program bantu SAP 2000.

3.8 Perhitungan Struktur Primer

Bila sudah melakukan analisis gaya dalam dengan menggunakan program bantu SAP 2000, maka selanjutnya dilakukan perhitungan pendetailan dan kontrol desain. Pada kontrol desain dilakukan agar analisa hasil pendetailan struktur bangunan dapat memenuhi syarat keamanan dan sesuai dengan peraturan. Kontrol desain yang dilakukan adalah berupa pengecekan terhadap kontrol geser, kuat lentur, momen nominal, beban layan (*servicibility*) dan beban ultimate. Bila telah memenuhi, maka dapat diteruskan ke tahap penggambaran. Bila tidak memenuhi maka dilakukan *re-design*.

a. Perhitungan Struktur Balok

1. Menentukan data desain yang meliputi :
 - Data properti material.
 - Dimensi balok primer.
 - Denah struktur.
2. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam desain.
3. Menghitung rasio tulangan
4. Menghitung kapasitas momen nominal (M_n)
5. Menghitung kapasitas geser
6. Menghitung dan mengontrol lendutan
7. Pengontrolan terhadap retak

b. Perhitungan Struktur Kolom

1. Menentukan data perencanaan yang meliputi :

- Data properti material
 - Dimensi Kolom
 - Potongan memanjang dan melintang struktur
2. Menganalisis struktur dengan menggunakan program bantu sehingga didapatkan gaya-gaya dalam yang dibutuhkan dalam perencanaan.
 3. Mengontrol kelangsingan kolom untuk kolom tak bergoyang dan kolom bergoyang.
 4. Mencari rasio tulangan yang dibutuhkan pada diagram interaksi.
 5. Mengontrol rasio tulangan yang didapat dari langkah 4 terhadap rasio tulangan baja yaitu (0,001 s/d 0,008).
 6. Mengontrol kemampuan kolom dalam menahan kombinasi lentur dan biaxial.
 7. Menghitung kapasitas geser.
 8. Menentukan panjang lewatan mengacu pada SNI 2847:2013
 9. Menentukan panjang penyaluran mengacu pada SNI 2847:2013
- c. Perhitungan Hubungan Balok - Kolom
- Tulangan transversal joint harus memenuhi SNI 2847:2013 pasal 21.6.4
 - Pada hubungan kuat kolom yang terkekang pada keempat sisinya berlaku kuat geser nominal
- $$\phi V_n = 0,75.1,7.A_j.\sqrt{f'_c} \quad (3.14)$$

3.9 Perencanaan Balok Prategang

3.9.1 Pemilihan Jenis Beton Prategang

Melakukan pemilihan terhadap jenis beton prategang yang akan digunakan dalam perencanaan, meliputi :

- a. Pada perencanaan ini dipilih beton prategang

pascatarik (*post tension*) dimaksudkan agar pengecoran langsung dilapangan dan dapat dikontrol untuk *jacking*.

- b. Pada perencanaan beton prategang dipilih dengan adanya *grouting*, karena lebih menyatunya antara baja dan beton, dan juga mengurangi kehilangan prategang.

3.9.2 Gaya Prategang

Penentuan gaya prategang awal, dimana momen total sangat mempengaruhi. Gaya prategang ini yang kemudian disalurkan ke penampang. Direncanakan sesuai dengan pemilihan penampang (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*).

$$F = \frac{M_T}{0,65h} \quad (3.15)$$

Dimana M_T adalah momen akibat beban mati tambahan, berat sendiri dan beban hidup dan h adalah tinggi balok.

3.9.3 Penetapan dan Tata Letak Kabel

Penetapan jenis dan penentuan daerah batas kabel yang sesuai dengan kriteria perencanaan sehingga tidak melampaui batasan yang diijinkan. Jenis kabel yang dipilih dan jumlahnya mempengaruhi letak kabel, dimana terdapat batasan agar tidak melebihi batas kriteria.

3.9.4 Indeks Beton Prategang Parsial dan Beton Bertulang

Beberapa indeks telah diusulkan untuk menggambarkan fungsi dari beton prategang pada

struktur. Indeks ini berguna dalam membandingkan kinerja relatif dari elemen yang dibuat dari materi yang sama, tapi dalam menggunakan indeks ini harus hati-hati untuk menentukan nilai absolut dari hal-hal seperti deformasi dan lebar retak. Dua indeks yang paling umum adalah tingkat prategang λ , dan prategang parsial ratio (PPR). Indeks ini didefinisikan sebagai :

$$\lambda = \frac{M_{dec}}{M_D + M_L} \quad (3.16)$$

keterangan :

M_{DEC} = momen dekompresi (momen total tepat pada serat bawah mengalami tegangan = 0);

M_D = momen beban mati

M_L = momen beban hidup

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} \quad (3.17)$$

Keterangan :

M_{np} = Kapasitas momen nominal dari beton prategang.

M_n = Total kapasitas momen nominal.

Dalam ekspresi sebelumnya, semua momen dihitung pada bagian kritis. Umumnya akan digunakan PPR untuk menggambarkan tingkat prategang pada elemen lentur. studi dan contoh-contoh yang dijelaskan dalam penelitian sebelumnya biasanya $PPR < 1$, dan elemen adalah pra tarik kecuali dinyatakan lain.

Karakterisasi jumlah total tulangan lentur dalam elemen juga penting. Hal ini akan dilakukan dengan Indeks penulangan ω :

$$\omega = \rho \frac{f_y}{f'_c} + \rho_p \frac{f_{ps}}{f'_c} - \rho' \frac{f_y}{f'_c} \leq 0,3 \quad (3.18)$$

Dimana:

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho' = \frac{A'_s}{bd}$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{bd_p}$$

Keterangan :

A_{ps} = Luas tulangan prategang di zona penegangan, (mm^2);

A_s = Luas tulangan nonprestressed, (mm^2);

A'_s = Luas kompresi tulangan nonprestressed, (mm^2);

b = Lebar elemen, (mm);

d = Jarak dari serat tekan paling jauh ke centroid dari nonprestressed, (mm);

d_p = Jarak dari serat tekan paling jauh ke centroid tulangan prategang, (mm);

f'_c = Kuat tekan beton, (MPa);

f_{ps} = Tegangan nominal prategang, (MPa)

f_y = Tegangan leleh tulangan nonprestressed, (MPa).

3.9.5 Kehilangan Prategang

Kehilangan prategang terjadi pada saat transfer tegangan dan secara menerus menurut

fungsi waktu. Dilakukan perhitungan agar didapatkan nilai prategang efektif. Perhitungan kehilangan gaya prategang meliputi :

a. Akibat Perpendekan Elastis Beton

Untuk tendon yang lebih dari satu maka kehilangan akibat perpendekan elastis dapat dihitung sebagai berikut :

$$\Delta f_{pES} = \frac{1}{n} \Sigma (\Delta f_{pES}) \quad (3.19)$$

dengan nilai f_{cir} sebagai berikut :

$$f_{cs} = -\frac{P_i}{A_c} \left(1 + \frac{e^2}{r^2} \right) + \frac{M_D \times e}{I_c} \quad (3.20)$$

Keterangan :

P_i = Gaya prategang awal sebelum terjadi kehilangan

e = Eksentrisitas Tendon

M_D = Momen akibat berat sendiri beton

A_c = Luas penampang balok

r^2 = Kuadrat dari jari-jari girasi

I_c = Momen inersia beton

b. Akibat Rangkak

Perhitungan rangkak didasarkan pada perhitungan untuk bonded tendon (tendon terekat) sebagai berikut.

$$\Delta f_{pCr} = n K_{re} (f_{cs} - f_{csd}) \quad (3.21)$$

(Nawy, 2001 pers 3.11b)

Dimana :

Δf_{pCr} = Tegangan yang hilang akibat rangkak

n = Ratio modulus (perbandingan E_s dan E_c)

K_{cr} = Koefisien creep 1.6 untuk post tension dan 2 untuk pretension

f_{cs} = Tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer

f_{csd} = Tegangan beton di daerah cgs setelah beban mati tambahan bekerja.

c. Akibat Susut

Besarnya nilai kehilangan akibat susut dapat dilihat pada persamaan berikut :

$$\Delta f_{pSH} = 8.2 \times 10^{-6} K_{SH} E_s \left(1 - 0.0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \quad (3.22)$$

Keterangan :

Δf_{pSH} = Tegangan yang hilang akibat susut

E_s = Modulus elastisitas batang prategang = 2×10^5

K_{SH} = Koefisien susut sebesar 1 untuk *pre tension* dan sesuai tabel untuk *post tension*

RH = Kelembaban udara relatif sekitar diambil 78%

$\frac{V}{S}$ = Ratio volume-permukaan (dalam satuan centimeter)

Tabel 3.9 Koefisien Susut Pascatarik (Post tension)

Waktu dari akhir perawatan basah hingga pemberian prategang, hari	1	3	5	7	10	20	30	60
K_{SH}	0,92	0,85	0,80	0,77	0,73	0,64	0,58	0,45

Sumber: Prestressed Concrete Institute

Jika perawatan dilakukan sesuai dengan SNI 2847:2013 yaitu selama 5 hari setelah pengecoran dan penarikan dilakukan setelah 7 hari dilakukan

pengecoran maka nilai sesuai Tabel 3.2 K_{SH} diambil dari akhir perawatan hingga penarikan yaitu dari hari ke 5 hingga ke 7 maka nilai $K_{SH} = 0,8$

d. Akibat relaksasi baja

Besarnya nilai kehilangan akibat relaksasi baja dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\Delta f_{pRe} = f_{ci} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{45} \right) \left(\frac{f_{ci}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (3.23)$$

(Nawy, 2001)

$$RET_1 = \Delta f_{psR} \times A_{ps} \quad (3.24)$$

Keterangan :

Δf_{pRe} = Tegangan yang hilang akibat relaksasi baja

RET_1 = Kehilangan gaya prategang akibat relaksasi baja tahap 1

A_{ps} = Luas penampang tendon prestress

f_{ci} = Tegangan prategang awal setelah jacking dan kehilangan langsung

f_{py} = Tegangan leleh tendon prategang

t_1 = Waktu awal interval tahapan yang dihitung

t_2 = Waktu akhir interval tahapan yang dihitung

e. Akibat gesekan dan wobble effect

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$F_2 = F_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))} \quad (3.25)$$

$$\Delta F_{pF} = F_1 - F_2 \quad (3.26)$$

$$\alpha = \frac{8f}{L} \quad (3.27)$$

Keterangan :

F_2 = Gaya prategang setelah terjadi kehilangan akibat friction

ΔF_{pF} = Besarnya gaya kehilangan prategang akibat friksi

F_i = Gaya awal prategang

α = Sudut Kelengkungan

μ = Koefisien friksi (gesekan)

K = Koefisien woble

L = Panjang bersih balok

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs)

Tabel 3.10 Koefisien Gesek Kelengkungan dan Woble untuk tendon pasca-tarik
(sumber : Tabel 4 SNI 2847:2013)

		Koefisien woble, K per meter	Koefisien kelengkungan, μ_p Per radian
Tendon digROUT pada metal pelapis		Tendon kawat	0,0033 - 0,0049
		Batang tulangan kekuatan tinggi	0,0003 - 0,0020
		Strand 7 kawat	0,0016 - 0,0066
Tendon tanpa lekatan	Dilapis plastik (Mastic)	Tendon kawat	0,0033 - 0,0066
		Strand 7 kawat	0,0033 - 0,0066
	Diminyaki sebelumnya (Pre-greased)	Tendon kawat	0,0010 - 0,0066
		Strand 7 kawat	0,0010 - 0,0066

f. Akibat dudukan angkur

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan persamaan berikut :

$$F_{pA} = \Delta f_{pA} \times A_{ps} \quad (3.28)$$

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x \quad (3.29)$$

Keterangan:

F_{pA} = Kehilangan gaya prategang akibat slip angkur

A_{ps} = Luas penampang tendon

Δf_{pA} = Jumlah hilangnya tegangan prategang akibat angkur

f_{st} = Besarnya tegangan ijin baja tendon minimum yang disyaratkan SNI 2847:2013

α = Sudut Kelengkungan

μ = Koefisien friksi (gesekan)

K = Koefisien woble

L = Panjang bersih balok

X = Koefisien slip angkur berdasarkan bentuk profil tendon (digunakan profil tendon berbentuk parabola)

$$X = \frac{\sqrt{\frac{E_{ps} \times g}{f_{st} \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}}}{2} < \frac{L}{2} \quad (3.30)$$

3.9.6 Kontrol Tegangan

1. Tegangan tarik pada baja prategang, tidak boleh melampaui nilai - nilai berikut sesuai SNI 2847:2013 pasal. 18.5.1

a. Tegangan ijin akibat gaya penarikan (*jacking*) baja prategang.

$$0,8f_{pu} \text{ atau } 0,94f_{py}$$

Diambil yang lebih kecil, tetapi tidak lebih besar dari nilai maksimum yang diusulkan oleh pembuat kabel atau angkur

b. Sesaat setelah penyaluran gaya prategang tegangan ijin tendon memiliki nilai.

$$0,82f_{py} \text{ tetapi tidak lebih besar dari } 0,74f_{pu}$$

c. Tendon pasca tarik pada daerah angkur dan kopel (*couplers*) sesaat setelah penyaluran gaya prategang.

$$0,70f_{pu}$$

Namun berdasarkan Lin dan Burns persamaan di atas juga berlaku untuk tendon pratarik segera setelah peralihan gaya prategang.

2. Tegangan ijin beton, sesuai SNI 2847:2013 pasal 18.3.3 dan 18.4 :

Kekuatan desain komponen struktur prategang terhadap beban lentur dan aksial harus didasarkan pada klasifikasi sebagai kelas U, kelas T, atau kelas C berdasarkan f_t , tegangan serat terluar dalam zona Tarik pra-tertekan yang dihitung pada tahap beban layan sebagai berikut :

- Kelas U : $ft \leq 0,62\sqrt{f'_c}$
- Kelas T : $0,62\sqrt{f'_c} < ft \leq 1,0\sqrt{f'_c}$
- Kelas C : $ft \leq 1,0\sqrt{f'_c}$

- a. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan tergantung waktu).

- Tegangan serat-serat terluar memiliki nilai sebagai berikut:

$$\text{Tekan} = 0,6f'_{ci}$$

(SNI 2847:2013 Ps. 18.4.1)

- Tegangan serat-serat terluar pada ujung-ujung komponen tumpuan sederhana:

$$\text{Tekan} = 0,7f'_{ci}$$

(SNI 2847:2013 Ps. 18.4.1)

- b. Pada beban kerja setelah terjadi kehilangan gaya prategang yang diijinkan, untuk komponen lentur prategang kelas U dan kelas T.

- tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban tetap:

$$\text{Tekan} = 0,45f'_c$$

(SNI 2847:2013 Ps. 18.4.2)

- Tegangan serat-serat terluar dalam kondisi tekan akibat prategang ditambah beban total:

$$\text{Tekan} = 0,6f'_c$$

(SNI 2847:2013 Ps. 18.4.2)

3.9.7 Kekuatan Batas Balok Prategang

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847:2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non prategang dan prategang harus cukup untuk menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak sebesar $0,62\lambda\sqrt{f'_c}$ (SNI 2847:2013 ps. 9.5.2.3) sehingga didapat $\phi M_n \geq 1,2 M_{Cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$ (SNI 2847:2013 ps. 9.3).

Kekuatan batas balok prategang yang diakibatkan oleh beban luar berfaktor harus memiliki nilai-nilai berikut :

$$1,2 M_{Cr} \leq Mu \leq \phi M_n \quad (3.31)$$

Keterangan :

M_{Cr} = momen retak balok prategang

Mu = momen ultimate balok prategang

ϕM_n = kapasitas penampang balok prategang

Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut :

$$-f_r = \frac{F_e}{A} + \frac{F_e \times e}{I} \times Y - \frac{M_{Cr} \times Y}{I} \quad (3.32)$$

$$M_{Cr} = \left(\frac{F_e}{A} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(\frac{F_e \times e \times Y}{I} \times \frac{I}{Y} \right) + \left(f_r \times \frac{I}{Y} \right) \quad (3.33)$$

Keterangan :

F_e = Gaya prategang efektif setelah kehilangan

I = Inertia balok

e = Eksentrisitas dari cgc

A = Luas penampang balok

y = Garis netral balok

$$f_r = \text{Modulus keruntuhan} = 0,62\sqrt{f_c}$$

3.9.8 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

Lendutan yang bekerja antara lain :

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke arah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta l_{Po} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_C \times I} \quad (\uparrow) \quad (3.34)$$

dengan nilai P sebesar :

$$P_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2} \quad (3.35)$$

Keterangan :

F_o = Gaya Prategang (N)

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs, mm)

l = Panjang Efektif (dalam mm)

E_C = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

I = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap cgc pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif). Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh momen akibat gaya

dan eksentrisitas tepi balok terhadap cgc. Besarnya nilai lendutan yang diakibatkan oleh eksentrisitas adalah :

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_c \times I} \quad (\downarrow) \quad (3.36)$$

Keterangan :

F_o = Gaya Prategang (N)

e = eksentrisitas terhadap cgc pada tepi balok

l = Panjang Efektif (dalam mm)

E_c = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

I = Inertia Balok (dalam mm)

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah :

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_c \times I} \quad (\downarrow) \quad (3.37)$$

Keterangan :

q_o = Berat sendiri saat jacking (N/mm)

f = Fokus tendon (eksentrisitas dari cgs, mm)

l = Panjang Efektif (dalam mm)

E_c = Modulus Elastisitas Beton (MPa)

I = Inertia Balok (mm)

Total lendutan yang terjadi dibagi menjadi dua pada saat awal transfer gaya prategang dan setelah terjadi kehilangan, dimana terdapat perbedaan besar nilai gaya prategang yang bekerja.

3.9.9 Perhitungan Geser

Besarnya kebutuhan tulangan geser yang diperlukan oleh balok adalah $V_s = V_u - \phi V_c$ dimana V_u adalah gaya

geser ultimate yang terjadi sedangkan ϕV_c adalah kuat geser yang disumbangkan oleh beton. Untuk komponen balok prategang nilai ϕV_c diambil nilai terkecil antara V_{ci} dan V_{cw} sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.3.3

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser (V_{ci})

$$V_{ci} = 0,05\lambda\sqrt{f'_c} \times b_w \times d_p + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}} \quad (3.38)$$

Dimana:

V_i = Gaya geser terfaktor akibat beban luar yang terjadi bersamaan dengan M_{max}

M_{cre} = Momen yang menyebabkan retak lentur penampang

M_{max} = Momen terfaktor maksimum

V_d = Gaya geser penampang akibat beban mati tidak terfaktor

d_p = Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

b_w = Lebar penampang balok

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang (V_{cw})

$$V_{cw} = (0,3f_{pc} + 0,29\lambda\sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p \quad (3.39)$$

Dimana:

V_p = Komponen vertikal gaya prategang efektif pada penampang

f_{pc} = Tegangan tekan pada beton setelah mengalami kehilangan pada titik berat penampang

f_c = Kuat tekan beton yang disyaratkan

d = Jarak serat tekan terluar ke titik berat tendon

b_w = Lebar penampang balok

3.9.10 Pengankuran

Pada balok prategang pasca tarik, kegagalan bisa disebabkan oleh hancurnya bantalan beton pada daerah tepat dibelakang angkur tendon akibat tekanan yang sangat besar. Kegagalan ini diperhitungkan pada kondisi ekstrim saat transfer, yaitu saat gaya prategang maksimum dan kekuatan beton minimum. Kuat tekan nominal beton pada daerah pengankuran global disyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 18.13.3.

3.10 Perhitungan Struktur Pondasi

Setelah menghitung beban struktur atas secara keseluruhan, kemudian beban tersebut diteruskan ke struktur bawah (pondasi). Berikut adalah langkah – langkah perhitungan pondasi :

1. Menghitung beban total struktur diatas pondasi
2. Menghitung daya dukung tanah

Daya dukung ijin pondasi yang dihitung dari data SPT diperoleh nilai konus dan dalam perhitungannya menggunakan *Metode Meyerhoff*. Faktor keamanan $SF_1 = 3$. Daya dukung ultimate tiang (Q_u) adalah sebagai berikut :

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.40)$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{AV} \times A_s}{5} \right) \quad (3.41)$$

Dan daya dukung ijin tiang adalah :

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.42)$$

Dimana :

Q_u = Daya dukung ultimate tiang (Ton)

Q_{ijin} = Daya dukung ijin tiang (Ton)

Q_p = Daya dukung ujung tiang (Ton)

Q_s = Daya dukung selimut tiang (Ton)

- N = Nilai SPT pada ujung tiang (blow/feet, blow/m)
 N_{AV} = Nilai rata – rata SPT sepanjang tiang (blow/feet, blow/m)
 (1 feet = 0,3408 m)
 A_p = Luas permukaan ujung tiang (m^2)
 A_s = Luas selimut tiang (m^2)
 SF = Angka keamanan ($SF = 3$)

Cek persyaratan :

$$Q_{ijin} < Q_{bahan} \quad (3.43)$$

3. Perhitungan kebutuhan tiang pancang

$$n = \frac{P_{max}}{Q_{ijin}} \quad (3.44)$$

4. Perencanaan tiang pancang

Pada perencanaan pondasi tiang pancang dalam kelompok jarak antar tiang pancang (S) :

- Perhitungan jarak antar tiang pancang (S) :

$$2,5 D \leq S \leq 3D \quad (3.45)$$

- Perhitungan jarak tiang pancang ke tepi poer (S) :

$$1,5D \leq S \leq 2D \quad (3.46)$$

Dimana :

D = Diameter tiang pancang (m)

S = Jarak antara tiang pancang (m)

5. Menghitung Efisiensi tiang pancang kelompok

- Efisiensi (η)

$$(\eta) = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \quad (3.47)$$

Dimana :

θ = arctg (D/S); dengan D adalah diameter tiang pancang dan S adalah jarak antar tiang pancang.

n = Jumlah tiang pancang dalam baris.

m = Jumlah tiang pancang dalam kolom.

$$P_{ijin \text{ tanah}} = (\eta) \times Q_{ijin}$$

Pijin tanah total = jumlah tiang \times Pijin tanah

- Gaya maksimum yang dipikul satu tiang dalam kelompok

$$P_{\text{satu tiang pancang}} = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{\sum y^2} \quad (3.48)$$

6. Bila daya dukung tidak memenuhi maka perlu dilakukan desain ulang terhadap dimensi tiang pancang atau perubahan terhadap jarak tiang pancang.
7. Desain poer atau *pile cap* dilakukan seperti pada desain plat, hal yang membedakan adalah pada saat pengambilan momen untuk desain.

3.11 Output Gambar AutoCAD

Berdasarkan hasil analisa baik dari struktur sekunder, struktur utama non prategang, struktur utama prategang dan pondasi telah memenuhi kontrol desain, maka dari hasil perhitungan tersebut dituangkan ke dalam gambar teknik yang mampu menjelaskan secara nyata hasil perhitungan dengan menggunakan program bantu teknik sipil yaitu AutoCAD.

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Perencanaan Dimensi Struktur

Dalam merencanakan struktur bangunan gedung, langkah awal yang perlu diketahui adalah dimensi – dimensi komponen struktur yang akan digunakan dalam perhitungan struktur bangunan tersebut.

4.1.1 Perencanaan Dimensi Balok

Balok adalah komponen struktur yang berfungsi menahan lentur. Adapun data – data dan perhitungan dimensi struktur gedung Hotel Premier Inn Surabaya sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 9.5(a). Desain dimensi balok (tinggi minimum balok) dengan bentang seperti pada perhitungan sebagai berikut :

A. Balok Induk

1. Balok Induk Arah Memanjang

a. Data Perencanaan

- Tipe balok : B1
- Bentang balok : 7000 mm
- Kuat leleh : 400 Mpa
- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa

b. Gambar Denah : Terlampir

c. Perhitungan Perencanaan

$$\begin{aligned} h &= \frac{1}{16} \times L \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) & b &= \frac{2}{3} \times h \\ &= \frac{1}{16} \times 7000 \text{ mm} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) & &= \frac{2}{3} \times 600 \text{ mm} \\ &= 425 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm} & &= 400 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dimensi balok induk memanjang (B1) adalah 45/60 cm.

2. Balok Induk Arah Melintang

a. Data Perencanaan

- Tipe balok : B2

- Bentang balok : 7550 mm
- Kuat leleh : 400 Mpa
- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa

b. Gambar Denah : Terlampir

c. Perhitungan Perencanaan

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{1}{16} \times L \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) & b &= \frac{2}{3} \times h \\
 &= \frac{1}{16} \times 7550 \text{ mm} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) & &= \frac{2}{3} \times 600 \text{ mm} \\
 &= 458,39 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm} & &= 400 \text{ mm} \approx 450 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi dimensi balok induk melintang (B2) adalah 45/60 cm.

B. Balok Anak

a. Data Perencanaan

- Tipe balok : BA1
- Bentang balok : 7550 mm
- Kuat leleh : 400 Mpa
- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa

b. Gambar Denah : Terlampir

c. Perhitungan Perencanaan

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{1}{21} \times L \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) & b &= \frac{2}{3} \times h \\
 &= \frac{1}{21} \times 7550 \text{ cm} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) & &= \frac{2}{3} \times 400 \text{ mm} \\
 &= 349,25 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm} & &= 266,7 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi dimensi balok anak (BA1) adalah 30/40 cm.

C. Balok Prategang

a. Data Perencanaan

- Tipe balok : BP1
- Bentang balok : 12250 mm
- Kuat leleh : 400 Mpa
- Mutu beton (f_c') : 50 Mpa

b. Gambar Denah : Terlampir

c. Perhitungan Perencanaan

$$\begin{aligned}
 h &= \frac{1}{20} \times L \times \left(0,4 + \frac{f_y}{700}\right) & b &= \frac{2}{3} \times h \\
 &= \frac{1}{20} \times 12250 \text{ mm} \times \left(0,4 + \frac{400}{700}\right) & &= \frac{2}{3} \times 65 \text{ cm} \\
 &= 595 \text{ mm} \approx 65 \text{ cm} & &= 43,33 \text{ cm} = 45 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Jadi dimensi balok prategang (BP1) adalah 45/65 cm.

Tabel 4.1 Resume Dimensi Balok

Tipe Balok	Dimensi (cm)	
	b	h
B1 (Primer)	45	60
B2 (Primer)	45	60
BA1 (Sekunder)	30	40
BP1 (Prategang)	45	65

4.1.2 Perencanaan Dimensi Plat Lantai

➤ Desain tebal plat lantai 1 s/d 17.

Perhitungan tipe plat A dengan dimensi seperti pada gambar 4.1.



Gambar 4.1 Plat Lantai Tipe A

➤ **Data – data perencanaan**

- Tipe pelat : A
- Elevasi : $\pm 3,50$
- As pelat : As 4-4', B'-C
- Tebal pelat rencana : 12 cm
- Tebal selimut : 2 cm

- Mutu beton (f_c') : 30 Mpa
- Mutu baja (f_y) : 400 Mpa
- Dimensi balok
 B1 : 45/60 B2 : 45/60 BA1 : 30/40

$$L_y = 470 \text{ cm}$$

$$L_x = 350 \text{ cm}$$

Bentang bersih sumbu panjang

$$L_n = 470 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 435 \text{ cm}$$

Bentang bersih sumbu pendek

$$S_n = 350 - \left(\frac{40}{2} + \frac{30}{2} \right) = 315 \text{ cm}$$

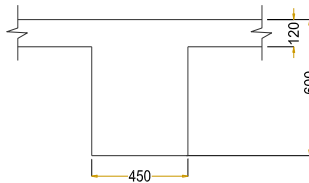
Sehingga,

$$\beta = \frac{L_n}{S_n} = \frac{435 \text{ cm}}{315 \text{ cm}} = 1,38 < 2 \quad (\text{Plat 2 arah})$$

Direncanakan dengan tebal plat, $t = 12 \text{ cm}$

Dengan, $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 400 \text{ Mpa}$

- Balok B2 45/60



$$b_w = 45 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b_p = 0,5 (350 + 350) = 350 \text{ cm}$$

$$h_f = 12 \text{ cm}$$

$$h_w = h - t = 60 - 12 = 48 \text{ cm}$$

- Lebar efektif balok (b_e)

$$be = bw + 2.hw = 45 + 2.48 = 141 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8 hf = 45 + 8.12 = 141 \text{ cm}$$

$$be = bw + 2 hw \leq bw + 8.hf$$

$$be = 141\text{cm} = 141 \text{ cm}$$

Sehingga lebar efektif balok yang digunakan adalah 141 cm

- Faktor modifikasi (k)

(Desain Beton Bertulang CHU-KIA WANG
CHARLES G.SALMON 16.4.2b)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1,612$$

- Momen inersia penampang T :

$$I_b = k \times \frac{1}{12} \times b_w \times h^3$$

$$I_b = 1,612 \times \frac{1}{12} \times 45 \text{ cm} \times (60\text{cm})^3$$

$$I_b = 1305720 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia pelat :

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times h_f^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times 350 \text{ cm} \times (12\text{cm})^3$$

$$I_p = 50400 \text{ cm}^4$$

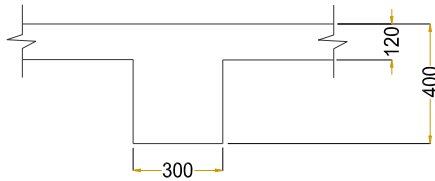
- Rasio kekakuan balok terhadap pelat :

$$\alpha_{B_2} = \frac{I_b}{I_p}$$

$$\alpha_{B_2} = \frac{1305720 \text{ cm}^4}{50400 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_{B_2} = 25,91$$

- Balok BA1 $30/40$



$$bw = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$bp = 0,5 (350 + 350) = 350 \text{ cm}$$

$$hf = 12 \text{ cm}$$

$$hw = h - t = 40 - 12 = 28 \text{ cm}$$

- Lebar efektif balok (be)

$$be = bw + 2.hw = 30 + 2.28 = 86 \text{ cm}$$

$$be = bw + 8 hf = 30 + 8.12 = 126 \text{ cm}$$

$$be = bw + 2 hw \leq bw + 8.hf$$

$$be = 86 \text{ cm} \leq 126 \text{ cm}$$

Sehingga lebar efektif balok yang digunakan adalah 86 cm

- Faktor modifikasi (k)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{40}\right) + 4 \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1,620$$

- Momen inersia penampang T :

$$I_b = k \times \frac{1}{12} \times b_w \times h^3$$

$$I_b = 1,620 \times \frac{1}{12} \times 30 \text{ cm} \times (40 \text{ cm})^3$$

$$I_b = 259200 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia pelat :

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times h_f^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times 350 \text{ cm} \times (12 \text{ cm})^3$$

$$I_p = 50400 \text{ cm}^4$$

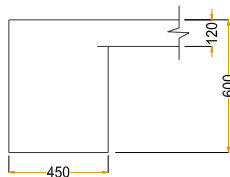
- Rasio kekakuan balok terhadap pelat :

$$\alpha_{BA_1} = \frac{I_b}{I_p}$$

$$\alpha_{BA_1} = \frac{259200 \text{ cm}^4}{50400 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_{BA_1} = 5,14$$

- Balok B1 $45/60$



$$b_w = 45 \text{ cm}$$

$$h = 60 \text{ cm}$$

$$b_p = 0,5 (470) = 235 \text{ cm}$$

$$h_f = 12 \text{ cm}$$

$$h_w = h - t = 60 - 12 = 48 \text{ cm}$$

- Lebar efektif balok (be)

$$b_e = b_w + 2 \cdot h_w = 45 + 2 \cdot 48 = 141 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 8 h_f = 45 + 8 \cdot 12 = 141 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 2 h_w \leq b_w + 8 \cdot h_f$$

$$b_e = 141 \text{ cm} \leq 141 \text{ cm}$$

Sehingga lebar efektif balok yang digunakan adalah 141 cm

- Faktor modifikasi (k)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{b_e}{b_w} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{60}\right) + 4 \left(\frac{12}{60}\right)^2 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{141}{45} - 1\right) \left(\frac{12}{60}\right)}$$

$$k = 1,612$$

- Momen inersia penampang T :

$$I_b = k \times \frac{1}{12} \times b_w \times h^3$$

$$I_b = 1,612 \times \frac{1}{12} \times 45 \text{ cm} \times (60 \text{ cm})^3$$

$$I_b = 1305720 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia pelat :

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times h_f^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times 235 \text{ cm} \times (12 \text{ cm})^3$$

$$I_p = 33840 \text{ cm}^4$$

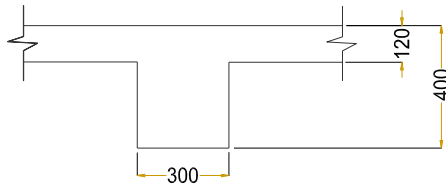
- Rasio kekakuan balok terhadap pelat :

$$\alpha_{B_1} = \frac{I_b}{I_p}$$

$$\alpha_{B_1} = \frac{1305720 \text{ cm}^4}{33840 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_{B_1} = 38,59$$

- Balok BA-1 $30/40$



$$b_w = 30 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm}$$

$$b_p = 0,5 (470 + 285) = 377,5 \text{ cm}$$

$$h_f = 12 \text{ cm}$$

$$h_w = h - t = 40 - 12 = 28 \text{ cm}$$

- Lebar efektif balok (b_e)

$$b_e = b_w + 2 \cdot h_w = 30 + 2 \cdot 28 = 86 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 8 \cdot h_f = 30 + 8 \cdot 12 = 126 \text{ cm}$$

$$b_e = b_w + 2 \cdot h_w \leq b_w + 8 \cdot h_f$$

$$b_e = 86 \text{ cm} \leq 126 \text{ cm}$$

Sehingga lebar efektif balok yang digunakan adalah 86 cm

- Faktor modifikasi (k)

$$k = \frac{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{t}{h}\right) + 4 \left(\frac{t}{h}\right)^2 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{be}{bw} - 1\right) \left(\frac{t}{h}\right)}$$

$$k = \frac{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right) \left[4 - 6 \left(\frac{12}{40}\right) + 4 \left(\frac{12}{40}\right)^2 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)^3\right]}{1 + \left(\frac{86}{30} - 1\right) \left(\frac{12}{40}\right)}$$

$$k = 1,620$$

- Momen inersia penampang T :

$$I_b = k \times \frac{1}{12} \times b_w \times h^3$$

$$I_b = 1,620 \times \frac{1}{12} \times 30 \text{ cm} \times (40 \text{ cm})^3$$

$$I_b = 259200 \text{ cm}^4$$

- Momen inersia pelat :

$$I_p = \frac{1}{12} \times b_p \times h_f^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} \times 377,5 \text{ cm} \times (12 \text{ cm})^3$$

$$I_p = 54360 \text{ cm}^4$$

- Rasio kekakuan balok terhadap pelat :

$$\alpha_{B_{A1}} = \frac{I_b}{I_p}$$

$$\alpha_{B_{A1}} = \frac{259200 \text{ cm}^4}{54360 \text{ cm}^4}$$

$$\alpha_{B_{A1}} = 4,77$$

Dari perhitungan rasio kekakuan dari masing – masing balok terhadap pelat dapat diperoleh nilai rata – rata kekakuan balok terhadap pelat (α_m) sebagai berikut :

$$\alpha_m = \frac{\alpha_{B_2} + \alpha_{BA_1} + \alpha_{B_1} + \alpha_{BA_1}}{4}$$

$$\alpha_m = \frac{25,91 + 5,14 + 38,59 + 4,77}{4}$$

$$\alpha_m = 18,60$$

Maka sesuai dengan SNI 03-2847-2002 pasal 11.5 untuk $\alpha_m > 2$:

$$h = \frac{\ln\left(0,8 + \frac{fy}{1500}\right)}{36 + 9\beta} > 90 \text{ mm}$$

$$h = \frac{4350\left(0,8 + \frac{400}{1500}\right)}{36 + 9(1,38)} > 90 \text{ mm}$$

$$h = 95,83 > 90 \text{ mm}$$

$$h = 120 \text{ mm} > 95,83 \text{ mm}$$

Jadi tebal plat lantai yang digunakan 120 mm

4.1.3 Perencanaan Dimensi Kolom

Menurut SNI 2847:2013 pasal 10.8.4 kolom harus direncanakan untuk memikul beban aksial terfaktor yang bekerja pada semua lantai atau atap dan momen maksimum dari beban terfaktor pada satu bentang terdekat dari lantai atau atap yang ditinjau.

Data – data perencanaan, ketentuan perencanaan dan perhitungan perencanaan awal struktur bangunan hotel adalah sebagai berikut :

➤ Kolom Tipe K1 Lantai Basement 2 – Lantai 2

a. Data Perencanaan

Tipe kolom : K1

f_c' : 35 Mpa

Beban mati total lantai dasar – 15 = $15 \times 29,761 \text{ T} = 446,415 \text{ T}$

Beban mati total lantai besmen 1 = $1 \times 28,26 \text{ T} = 28,26 \text{ T}$

Total keseluruhan beban mati = $577,407 \text{ T}$

- **Beban Hidup**

Menurut SNI 1727-2013 pasal 4.8 komponen struktur yang memiliki nilai $K_{LL}A_T \geq 37,16 \text{ m}^2$ diijinkan untuk dirancang dengan beban hidup tereduksi.

$$A_T = 7 \times 6,125 = 42,875 \text{ m}^2$$

$$K_{LL}A_T = 42,875 \times 4 = 171,5 \text{ m}^2$$

Maka, $171,5 \text{ m}^2 \geq 37,16 \text{ m}^2$ (beban hidup boleh direduksi)

1. Reduksi beban hidup plat lantai hotel

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \geq 0,4L_o$$

$$L = 192 \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{171,5}} \right) \geq 0,4 \times 192$$

$$L = 115 \text{ kg/m}^2 \geq 76,8 \text{ kg/m}^2$$

Jadi total beban hidup plat lantai

$$= 115 \times 7 \times 6,125 \times 15 = 73959,375 \text{ kg} = 73,959 \text{ T}$$

2. Reduksi beban hidup plat lantai besmen

$$L = L_o \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \geq 0,4L_o$$

$$L = 800 \times \left(0,25 + \frac{4,57}{\sqrt{171,5}} \right) \geq 0,4 \times 800$$

$$L = 479,17 \text{ kg/m}^2 \geq 320 \text{ kg/m}^2$$

Jadi total beban hidup plat lantai

$$= 479,17 \times 7 \times 6,125 \times 1 = 20544,414 \text{ kg} = 20,544 \text{ T}$$

3. Reduksi beban hidup plat lantai atap

Reduksi beban hidup plat lantai atap (L_r) ditentukan sesuai dengan persamaan berikut, karena $A_T = 42,875 \text{ m}^2$, maka :

$$R_1 = 1,2 - 0,011 \times 42,875 = 0,728$$

$$R_2 = 1 \quad (F < 4)$$

$$L_r = L_o R_1 R_2 = 0,96 \times 0,728 \times 1 = 0,699 \text{ kN/m}^2$$

$$0,58 \leq L_r \leq 0,96, \text{ maka } L_r = 0,699 \text{ kN/m}^2 = 71,28 \text{ T/m}^2$$

Jadi, total beban hidup plat lantai atap :

$$\text{Lt. Atap} = 71,28 \times 7 \times 6,125 = 3056 \text{ kg} = 3,056 \text{ T}$$

- Kombinasi Beban

$$Q_u = 1,0D + 1,0L$$

$$= 577,407 \text{ T} + 94,503 \text{ T}$$

$$= 671,91 \text{ T}$$

Mutu beton = 35 MPa

$$\text{Dimensi : } A = \frac{P}{0,3x f'_c} = \frac{671910 \text{ kg}}{0,3 \times 350} = 6399,14 \text{ cm}^2$$

Dimensi : $h = b$, jadi $A = b \times b = b^2$

$$b^2 = 6399,14 \text{ cm}^2$$

$$b = \sqrt{6399,14 \text{ cm}^2}$$

$$b = 79,99 \text{ cm} \approx 100 \text{ cm}$$

Maka direncanakan dimensi kolom lantai basement – lantai 2 (K1) dengan ukuran 100 cm x 100 cm.

Tabel 4.2 Resume Dimensi Kolom

Tipe Kolom	Dimensi	
	b	h
	cm	cm
K4 (Lt. 13 - 17)	70	70
K3 (Lt. 8 - 12)	80	80
K2 (Lt. 3 - 7)	90	90
K1 (Lt. Basement - 2)	100	100

4.1.4 Perencanaan Dimensi Tangga

Tangga adalah bagian dari elemen konstruksi yang berfungsi sebagai penghubung antara lantai satu dengan lantai yang lain. Tangga merupakan elemen penting yang harus ada pada bangunan bertingkat.

a. Tangga Lantai Dasar

Data-data perencanaan :

Panjang tangga (I)	= 2,74 m	= 274 cm
Tinggi total tangga	= 3,7 m	= 370 cm
Tinggi bordes (T)	= 1,75 m	= 175 cm
Tebal rencana pelat tangga	= 15 cm	
Tebal rencana pelat bordes	= 15 cm	

➤ Menentukan ukuran anak tangga

Kemiringan tangga :

$$\begin{aligned}\tan \alpha &= \frac{T}{I} \\ &= \frac{175}{274} \\ &= 0,639\end{aligned}$$

Jadi, $T = 0,639 I$

Diambil satu langkah orang = 61 cm

$$2T + I = 61 \text{ cm}$$

$$2(0,639 I) + I = 61 \text{ cm}$$

$$2,278 I = 61 \text{ cm}$$

Sehingga, diperoleh :

$$i = \frac{61}{2,278} = 26,78 \text{ cm} , \text{ dipakai lebar bidang injakan (i) = 27}$$

$$\text{cm} = 270 \text{ mm}$$

$$t = 0,639 \times 27 = 17,25 \text{ cm} , \text{ dipakai tinggi tanjakan (t) = 18}$$

$$\text{cm} = 180 \text{ mm}$$

Sudut kemiringan tangga

$$\alpha = \arctan \frac{t}{i} = \arctan \frac{18}{27} = 33,69^\circ \approx 34^\circ$$

Syarat sudut kemiringan tangga

$$25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$$

$$25^\circ \leq 34^\circ \leq 40^\circ \quad (\text{Memenuhi})$$

Syarat lebar injakan dan tinggi tanjakan

$$60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} \leq (2 \cdot 18 \text{ cm}) + 27 \text{ cm} \leq 65 \text{ cm}$$

$$60 \text{ cm} < 63 \text{ cm} < 65 \text{ cm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Jumlah tanjakan

$$nt = \frac{\text{tinggi bordes}}{t}$$

$$= \frac{175 \text{ cm}}{18 \text{ cm}}$$

$$= 9,72 \approx 10 \text{ buah}$$

Jumlah injakan

$$ni = nt - 1$$

$$= 10 - 1$$

$$= 9 \text{ buah}$$

Tebal efektif pelat anak tangga

$$\text{Luas } \Delta_1 = \frac{1}{2} \cdot i \cdot t$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 27 \text{ cm} \cdot 18 \text{ cm}$$

$$= 243 \text{ cm}^2$$

$$\text{Luas } \Delta_2 = \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{i^2 + t^2}) \cdot d$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (\sqrt{27^2 + 18^2}) \cdot d$$

$$= 16,23 \text{ cm} \cdot d$$

$$\text{Luas } \Delta_1 = \text{Luas } \Delta_2$$

$$243 \text{ cm}^2 = 16,23 \text{ cm} \cdot d$$

$$\begin{aligned}d &= 14,97 \text{ cm} \\ \frac{1}{2} d &= 7,485 \text{ cm}\end{aligned}$$

Tebal efektif pelat tangga = 15 cm + 7,485 cm = 22,485 cm \approx 23 cm

Dari hasil perhitungan di atas, dihasilkan tebal pelat tangga 23 cm.

4.2 Perencanaan Struktur Sekunder

4.2.1 Perencanaan Penulangan Pelat Lantai

Data – data perencanaan yang dibutuhkan dalam perhitungan lantai adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}\text{Mutu beton } (f'c) &= 30 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,84 \\ \text{Tebal Pelat } (t) &= 120 \text{ mm} \\ \text{Selimut Beton} &= 20 \text{ mm} \\ \text{Modulus Elastisitas}(E_c) &= 25742,96 \text{ MPa} \\ \text{Kuat Tarik } (f_y) &= 400 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Pembebanan Pelat Tipe A lantai dasar s/d 15

Pelat direncanakan menerima beban mati dan beban hidup sesuai dengan SNI 1727 : 2013 dan PPIUG 1983, dengan kombinasi pembebanan yang sesuai dengan SNI 2847 : 2013 pasal 9.2.(1), yaitu sebesar :

1. Beban Mati (D)

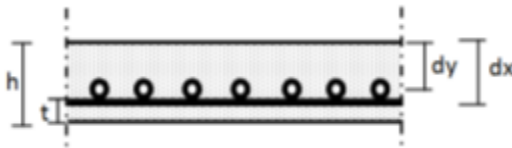
Beban Mati s/d Lantai 16

Pelat Lantai	=	2400	x	0.12	=	288	kg/m ²
Penggantung	=			7	=	7	kg/m ²
Plafond	=			11	=	11	kg/m ²
Spesi t = 1 cm	=	2	x	21	=	42	kN/m ²
Tegel t = 2 cm	=	1	x	24	=	24	kN/m ²
Mekanikal	=			40	=	40	kN/m ²
Plumbing	=			10	=	10	kN/m ²
Total Beban Mati					=	422	kN/m ²

2. Beban Hidup (L) Plat Lantai 1 s/d 16 Tipe A
 Beban hidup (L_o) = 192 kg/m^2 (SNI 1727-2013 Tabel 4-1)
 Luas tributary (A_T) = $4,7 \times 3,5 = 16,45 \text{ m}^2$
 K_{LL} = 1 (SNI 1727-2013 Tabel 4-2)
 $K_{LL} A_T$ = $16,45 \times 1 = 16,45 \text{ m}^2$
 $16,45 \text{ m}^2 \leq 37,16 \text{ m}^2$ (beban hidup tidak boleh direduksi)
 Maka, beban hidup lantai 1 s/d 16 = 192 kg/m^2
3. Kombinasi Pembebanan
 $Q_u = 1,4D$ = $1,4 \times 422$
 = $590,8 \text{ kg/m}^2$
 $Q_u = 1,2D + 1,6L + 0,5(L_r \text{ atau } R)$ = $(1,2 \times 422) + (1,6 \times 192)$
 = $813,6 \text{ kg/m}^2$
 Maka, digunakan $Q_u = 813,6 \text{ kg/m}^2$

Penulangan Plat Lantai Tipe A

Dimensi plat lantai tipe A seperti ditunjukkan pada gambar 4.2



Gambar 4.2 Penampang Plat Lantai

Dari perhitungan preliminary desain sebelumnya didapat nilai α_m sebesar = $31,34 > 2$, sehingga perletakan yang digunakan adalah Jepit Penuh. Perhitungan nilai gaya dalam pada pelat adalah sebagai berikut :

- $L_y/L_x = 4700 / 3500 = 1,34 < 2$ (Plat 2 arah)
- Dari tabel didapat : Tumpuan : $X_x = 70,76$
 $X_y = 57$
: Lapangan : $X_x = 32$
 $X_y = 18,6$

- $M_{t_x} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$
 $= 0,001 \times 813,6 \times 3,5^2 \times 70,76 = 705,24 \text{ kgm}$
- $M_{l_x} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_x$
 $= 0,001 \times 813,6 \times 3,5^2 \times 32 = 318,93 \text{ kgm}$
- $M_{t_y} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_y$
 $= 0,001 \times 813,6 \times 3,5^2 \times 57 = 568,1 \text{ kgm}$
- $M_{l_y} = 0,001 \times q \times L_x^2 \times X_y$
 $= 0,001 \times 813,6 \times 3,5^2 \times 18,6 = 185,38 \text{ kgm}$

- $dx = t_{\text{pelat}} - \text{decking} - \frac{1}{2} D$
 $= 120 - 20 - (\frac{1}{2} \times 10) = 95 \text{ mm}$
- $dy = t_{\text{pelat}} - \text{decking} - D - \frac{1}{2} D$
 $= 120 - 20 - 10 - (\frac{1}{2} \times 8) = 86 \text{ mm}$
- $\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$

Penulangan Tumpuan Arah X

- Direncanakan menggunakan D 10
 $M_u = 705,24 \text{ kgm} = 7052400 \text{ Nmm}$

- $m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$

- $R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{7052400}{0,9 \times 1000 \times 95^2} = 0,868 \text{ N/mm}$

- $\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$
 $= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,868}{400}} \right)$
 $= 0,0022$

- $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min}$
 $0,0022 < 0,0035$
- $\rho_{\text{alternatif}} < \rho_{\min}$
 $0,0022 \times 4/3 < 0,0035$
 $0,0029 < 0,0035$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0029 \times 1000 \times 95 \\ &= 272,799 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{\frac{1000}{A_{S_{\text{perlu}}}}}{\frac{A_{S_{\text{tulangan}}}}{0,25 \times \pi \times 10^2}} = \frac{1000}{272,799} = 287,904 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D 10 - 200 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 \\ &= 392,7 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &\leq 2h \\ 200 &\leq 2 \times 120 = 240 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

- Dipasang tulangan tarik D10 – 200 mm ($A_{S_{\text{pasang}}} = 392,7 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} A_{S'_{\text{tekan}}} &= \delta \times A_S \\ &= 0,6 \times 272,799 \text{ mm}^2 = 163,679 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan D10 – 200 mm ($A_{S_{\text{pasang}}} = 392,7 \text{ mm}^2$)

- Cek Kapasitas Penampang :

$$a = \frac{A_S \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{392,7 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 6,160 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{n_{\text{aktual}}} &= \phi \times A_S \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq M_u \\ &= 0,9 \times 392,7 \times 400 \times \left(95 - \frac{6,160}{2} \right) \geq M_u \\ &= 12994884,87 \text{ Nmm} > 7052400 \text{ Nmm} \\ &\quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Penulangan Lapangan Arah X

Direncanakan menggunakan D 10 – 200

Penulangan Tumpuan Arah Y

Direncanakan menggunakan D 10 – 200

Penulangan Lapangan Arah Y

Direncanakan menggunakan D 10 – 200

- Penulangan susut

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,0018$$

$$A_s \text{ perlu} = 0,0018 \times 1000 \times 120 = 216 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan lentur $\emptyset 8 - 200 \text{ mm}$

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 8^2 = 251,327 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 8 - 200$.

Kontrol Lendutan

Berdasarkan SNI 2847-2013 bila ketebalan plat yang digunakan melebihi batas minimum ketebalan plat, maka kontrol lendutan tidak perlu dilakukan. Kontrol lendutan ini dimaksudkan agar perencanaan mengetahui perilaku dari plat lantai ini.

$$M_{tx} = M_l x = 0,001 \times q \times L x^2 \times X x$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 192 \times 3,5^2 \times 70,76 = 166,43 \text{ kgm } (M_{LL})$$

$$M_{tx} = 0,001 \times 422 \times 3,5^2 \times 70,76 = 365,79 \text{ kgm } (M_{DL})$$

$$M_a = M_{tx \text{Hidup}} + M_{tx \text{Mati}} = 166,43 + 365,79 = 532,22 \text{ kgm}$$

$$I_g = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1000 \times 120^3}{12} = 14,4 \times 10^7 \text{ mm}^4$$

$$f_r = 0,62 \sqrt{f'_c} = 0,62 \sqrt{30} = 3,4 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = \frac{2 f_r I_g}{h} = \frac{2 \times 3,4 \times 14,4 \times 10^7}{120} = 816 \text{ kgm}$$

- Karena $M_a < M_{cr}$, maka inersia yang digunakan adalah inersia penampang kotor (I_g).

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{30} = 2,57 \times 10^4 \text{ MPa}$$

$$(\Delta i)_{DL+LL} = \frac{5m_d l^2}{48E_c I_g} = \frac{5 \times 532,22 \times 10^4 \times 3500^2}{48 \times 25742,96 \times 14,4 \times 10^7} = 1,83 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{DL} = \frac{M_{DL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{365,79}{365,79 + 166,43} \times 1,83 = 1,26 \text{ mm}$$

$$(\Delta i)_{LL} = \frac{M_{LL}}{M_{DL} + M_{LL}} (\Delta i)_{DL+LL} = \frac{166,43}{365,79 + 166,43} \times 1,83 = 0,57 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 untuk durasi lebih dari 5 tahun digunakan $\xi = 3$

$$\lambda = 0,6 \xi = 0,6 \times 3 = 1,8$$

Lendutan yang terjadi ditentukan dengan rumus berikut :

$$\begin{aligned} \Delta_{LT} &= (\Delta i)_{LL} + \lambda [(\Delta i)_{DL} + 0,2(\Delta i)_{LL}] \\ &= 0,57 + 1,8 (1,26 + 0,2 \times 0,57) \\ &= 4,89 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2012 batasan lendutan untuk plat lantai

$$\text{adalah } \frac{l}{180} = \frac{3500}{180} = 19,4 \text{ mm}$$

Maka kontrol Lendutan :

$$\Delta_{LT} = 4,89 \text{ mm} \leq \frac{l}{180} = 19,4 \text{ mm} \text{ (Lendutan memenuhi)}$$

Kontrol Retak

perhitungan lebar retak dapat dilakukan dengan (SNI 2847-2002 pasal 12.6.4) :

$W = 11 \times 10^{-6} \times \beta \times f_s \times \sqrt[3]{dc \times A}$, untuk harga-harga f_y yang lebih besar dari 300 MPa. Sedangkan untuk mutu baja $f_y \leq 300$ MPa, lebar retak tidak perlu diperiksa kembali. Untuk struktur di dalam ruangan, lebar retak 0,4 mm dianggap memadai dan 0,3 mm untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar.

W : lebar retak dalam mm .

β : perbandingan lebar retak penampang tak bertulang dengan penampang bertulang, biasanya untuk plat 1,35

f_s : tegangan dalam tulangan, dapat diambil $2/3$ dari f_y .

d_c : tebal selimut beton + $\frac{1}{2} \varnothing$ tulangan

A : luas efektif beton tarik di sekitar lentur Tarik, $A = 2 \times d_c \times s$

$$f_s = \frac{2}{3} \times f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ MPa}$$

$$d_c = \text{Cover} + \frac{1}{2} \varnothing_{\text{tul}} = 20 + \left(\frac{1}{2} \times 10 \right) = 25 \text{ mm}$$

$$A = 2 \times d_c \times S = 2 \times 20 \times 200 = 8000 \text{ mm}^2$$

$$W = 11 \times 10^{-6} \times 1,35 \times 266,67 \times \sqrt[3]{25 \times 8000}$$

$$= 0,23 \text{ mm} < 0,4 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Selain itu spasi tulangan yang berada paling dekat dengan permukaan tarik tidak boleh lebih :

$$S = \frac{9500}{f_s} - 2,5 C_c = \frac{9500}{266,67} - 2,5 \times 20 = 360,25 \text{ mm} \geq \text{Spakai} = 200 \text{ mm}$$

(Memenuhi)

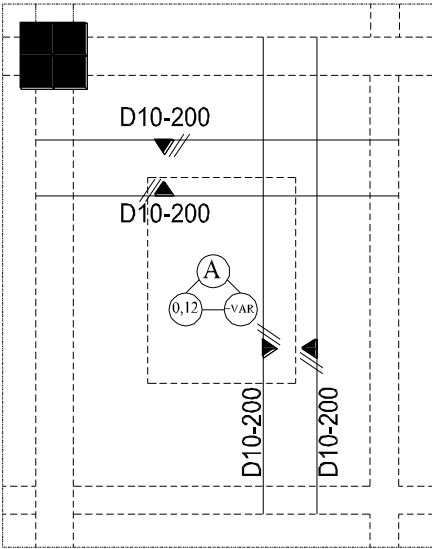
Dan tidak boleh lebih dari :

$$S = 300 \times \frac{252}{f_s} = 300 \times \frac{252}{266,67} = 283,5 \text{ mm} \geq \text{Spakai} = 200 \text{ mm}$$

(Memenuhi)

Tabel 4.3 Penulangan Pelat Lantai

Lokasi		Mu (Nmm)	As (mm ²)	Tulangan	As pakai (mm ²)	$\varnothing Mn$ (Nmm)
Tump. x	Pokok	7052400	272,799	D10 – 200	392,7	12994884,9
	Susut		216	ø8 – 200	251,33	
Lap. x	Pokok	3189300	122,179	D10 – 200	392,7	12994884,9
	Susut		216	ø8 – 200	251,33	
Tump. y	Pokok	5681000	245,631	D10 – 200	392,7	11581168,2
	Susut		216	ø8 – 200	251,33	
Lap. y	Pokok	1853800	79,201	D10 – 200	392,7	11581168,2
	Susut		216	ø8 – 200	251,33	



Gambar 4.3 Detail Penulangan Plat Tipe A

4.2.2 Perencanaan Penulangan Balok Anak

➤ Data perencanaan

Tipe balok : BA1
 Bentang balok : 4,7 m
 Jarak antar balok : 3,5 m
 Dimensi balok

b : 30 cm

h : 40 cm

Diameter tulangan

Lentur : 16 mm

Geser : 10 mm

Mutu tulangan

Lentur (f_y) : 400 Mpa

Geser (f_{yv}) : 240 Mpa

Mutu beton (f_c') : 30 Mpa

Selimut beton : 40 mm

(SNI 03-2847-2013 pasal (7.7.1))

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05((f_c' - 28)/7)$$

$$= 0,85 - 0,05((30 - 28)/7)$$

$$= 0,84$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3))

Tinggi efektif balok

$$d = h - \text{decking} - \phi \text{ tul.sengkang} - \frac{1}{2} D. \text{tul.lentur}$$

$$= 400 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 8 \text{ mm}$$

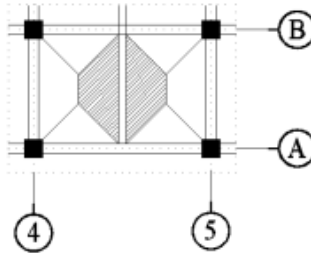
$$= 342 \text{ mm}$$

$$d' = \text{decking} + \phi \text{ tul.sengkang} + \frac{1}{2} D. \text{tul.lentur}$$

$$= 40 \text{ mm} + 10 \text{ mm} + 8 \text{ mm}$$

$$= 58 \text{ mm}$$

➤ **Pembebanan**



Gambar 4.4 Denah Lokasi Balok Anak

Beban pelat lantai (q_{pelat}) = $813,6 \text{ kg/m}^2$

Beban sendiri balok (q_{balok})

$$\begin{aligned} q_{\text{balok}} &= b \times h \times \text{bj beton} \\ &= 0,3 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 288 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban trapesium ($q_{\text{trapesium}}$)

$$\begin{aligned} q_{\text{trapesium}} &= \frac{1}{2} \times q_{\text{pelat}} \times lx \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \frac{lx^2}{ly^2}\right) \\ &= \frac{1}{2} \times 813,6 \times 3,5 \times \left(1 - \frac{1}{3} \times \frac{3,5^2}{5^2}\right) \\ &= 1191,25 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Beban yang dipikul balok (q_{total})

$$\begin{aligned} q_{\text{total}} &= (2 \times q_{\text{trapesium}}) + q_{\text{balok}} \\ &= (2 \times 1191,25 \text{ kg/m}) + 288 \text{ kg/m} \\ &= 2670,5 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

➤ **Momen yang Terjadi**



Gambar 4.5 Sketsa Perletakan Balok Anak

Bentang bersih balok (L_n)

$$\begin{aligned} L_n &= 4700 - (2 \times (1/2 \times 450)) \\ &= 4250 \text{ mm} \\ &= 4,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen Tumpuan A

$$\begin{aligned} M_A &= \frac{1}{10} \times q \times l_n^2 \\ &= \frac{1}{10} \times 2670,5 \times 4,25^2 \\ &= 4823,59 \text{ kgm} = 48235900 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen Lapangan A-B

$$\begin{aligned} M_{A-B} &= \frac{1}{16} \times q \times l_n^2 \\ &= \frac{1}{16} \times 2670,5 \times 4,25^2 \\ &= 3014,74 \text{ kgm} = 30147400 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Momen Tumpuan B

$$\begin{aligned} M_B &= \frac{1}{11} \times q \times l_n^2 \\ &= \frac{1}{11} \times 2670,5 \times 4,25^2 \\ &= 4385,08 \text{ kgm} = 43850800 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Gaya Geser (V_u)

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{q \times l_n}{2} \\ &= \frac{2670,5 \times 4,25}{2} \\ &= 5674,813 \text{ kg} = 56748,13 \text{ N} \end{aligned}$$

➤ Perhitungan Penulangan

- Tumpuan A
- Menghitung kebutuhan tulangan awal
Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{48235900}{0,9 \times 300 \times 342^2} = 1,527 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,527}{400}} \right) \\ &= 0,0039 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0039 \times 300 \times 342 \\ &= 400,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{400,14 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 20,92 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{20,92}{0,84} = 24,91 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 342 = 128,25 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$24,91 \text{ mm} < 128,25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &\leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} \\ A_{s \text{ perlu}} &\leq \frac{48235900}{0,9 \times 400 \times \left(342 - \frac{20,92}{2} \right)} \\ A_{s \text{ perlu}} &\leq 404,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \times d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{f_y} \times bw \times d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} As_{\min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times bw \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 342 \\ &= 351,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \times bw \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 342 \\ &= 359,10 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah $As_{\min} = 359,10 \text{ mm}^2$, karena $As_{\text{perlu}} > As_{\min}$, maka gunakan As_{perlu}

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned} N_{\text{tul}} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} \\ &= \frac{400,14}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,99 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \emptyset_{\text{tul.senggang}})}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 16) - (2 \times 10)}{3-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 76 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 3D16.

- Lapangan A-B

- Menghitung kebutuhan tulangan awal
Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{30147400}{0,9 \times 300 \times 342^2} = 0,955 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,955}{400}} \right) \\ &= 0,0024 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0024 \times 300 \times 342 \\ &= 246,24 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{264,24 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 13,82 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{13,82}{0,84} = 16,45 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 342 = 128,25 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$16,45 \text{ mm} < 128,25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &\leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq \frac{30147400}{0,9 \times 400 \times \left(342 - \frac{13,82}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq 249,91 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \times b_w \times d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_{c'}}}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 342 \\ &= 351,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 342 \\ &= 359,10 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah $\text{As}_{\min} = 359,10 \text{ mm}^2$, karena $\text{As}_{\text{perlu}} < \text{As}_{\min}$, maka gunakan As_{\min} .

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned} N_{\text{tul}} &= \frac{\text{As}_{\min}}{\text{As}_{\text{tulangan}}} \\ &= \frac{359,10}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,78 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D.tul.lentur) - (2 \times \emptyset.tul.sengkan)}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 16) - (2 \times 10)}{3-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 76 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 3D16.

- Tumpuan B

- Menghitung kebutuhan tulangan awal
Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\emptyset = 0,9$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{43850800}{0,9 \times 300 \times 342^2} = 1,389 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,389}{400}} \right)$$

$$= 0,00357$$

Sehingga didapatkan :

$$A_{s\text{perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0,00357 \times 300 \times 342$$

$$= 366,282 \text{ mm}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{366,282 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 19,15 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{19,15}{0,84} = 22,80 \text{ mm}$$

$$0,375 dt = 0,375 \times 342 = 128,25 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 dt$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$22,80 \text{ mm} < 128,25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &\leq \frac{Mu}{\phi \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq \frac{43850800}{0,9 \times 400 \times \left(342 - \frac{19,31}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq 366,42 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{fy} \times bw \times d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{fy} \times bw \times d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{fy} \times bw \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 342 \\ &= 351,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{fy} \times bw \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 342 \\ &= 359,10 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah $As_{\min} = 359,10 \text{ mm}^2$, karena $As_{\text{perlu}} > As_{\min}$, maka gunakan As_{perlu}

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned} N_{\text{tul}} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{366,282}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 1,82 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \emptyset_{\text{tul.sengkang}})}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 16) - (2 \times 10)}{3-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 76 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 3D16.

➤ Menentukan Tulangan Geser Terpasang

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u}{l} \times l_n \\ &= \frac{56748,13}{2350} \times (2350 - 342) \\ &= 48489,47 \text{ N} \end{aligned}$$

• Kuat geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d \\ &\quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal (11.2.1.1)}) \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 342 \\ &= 95533,77 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser (\emptyset) = 0,75

(SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.3))

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 95533,77 \text{ N} = 71650,33 \text{ N}$$

- **Cek kebutuhan tulangan geser**

$$\begin{array}{ccc} V_u & \geq & \phi \cdot V_c \\ & (SNI\ 03-2847-2013\ pasal\ (11.4.7.1)) & \\ 51314,80\ N & < & 71650,33\ N \\ & & (Tidak\ Memenuhi) \end{array}$$

Maka penampang tidak perlu tulangan geser. Sehingga digunakan penulangan geser minimum.

- **Tulangan geser minimum**

$$\begin{array}{ccc} \text{Syarat : } V_u & \geq & 0,5 \cdot \phi V_c \\ 51314,80\ N & > & 35825,165\ N \quad (\text{Memenuhi}) \end{array}$$

Maka penampang menggunakan tulangan geser minimum

$$A_{v_{\min}} = 2 \times A_{s_{\text{tul}}} = 2 \times 78,54 = 157,08\ \text{mm}^2$$

- **Spasi sengkang**

$$\begin{array}{ccc} A_{v_{\min}} & = & 0,06 \times \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{b_w \times S}{f_{yt}} \right) \\ & & (SNI\ 03-2847-2013\ pasal\ (11.4.6.3)) \end{array}$$

$$\begin{array}{ccc} 157,08 & = & 0,06 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{300 \times S}{400} \right) \\ S & = & 637,31\ \text{mm} \end{array}$$

$$\begin{array}{ccc} A_{v_{\min}} & = & \frac{0,35 \times b_w \times S}{f_{yt}} \\ 157,08 & = & \frac{0,35 \times 300 \times S}{400} \\ S & = & 598,4\ \text{mm} \end{array}$$

Maka digunakan spasi sengkang, $S = 150\ \text{mm}$

- **Kontrol jarak sengkang**

$$S \leq 600\ \text{mm}$$

$$S \leq d/2$$

$$S \leq 342/2$$

$$S \leq 171 \text{ mm}$$

Spakai = 150 mm (Tumpuan)

Spakai = 170 mm (Lapangan)

Maka digunakan sengkang 2 kaki D10-150 pada daerah tumpuan dan sengkang 2 kaki D10-170 pada daerah lapangan.

- **Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak**

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.6.4))

$$C_c = d + \emptyset_{tul} = 40 + 16 = 56 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{2}{3} \times f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ MPa}$$

Maka,

$$\begin{aligned} S &= 380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - (2,5 \times C_c) \\ &= 380 \times \left(\frac{280}{266,67} \right) - (2,5 \times 56) \\ &= 259 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Dan tidak lebih dari,

$$\begin{aligned} S &= 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) \\ &= 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right) \\ &= 315 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

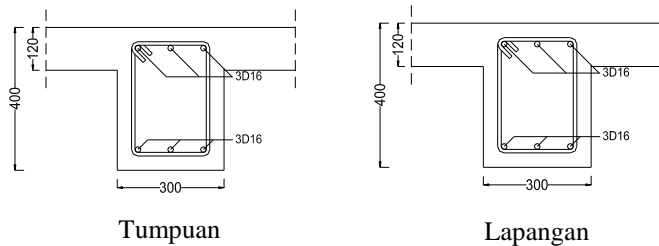
Dari hasil perhitungan diatas, maka digunakan sengkang 2 kaki D10-150 pada daerah tumpuan dan sengkang 2 kaki D10-170 pada daerah lapangan.

- **Tulangan Terpasang Balok Anak**

Dimensi	= 30 x 40
Tumpuan A	= 3D16
Lapangan A-B	= 3D16
Tumpuan B	= 3D16
Geser	= 2 kaki D10 – 150 mm (Tumpuan)
	= 2 kaki D10 – 170 mm (Lapangan)

- **Sketsa Penulangan Balok Anak**

Gambar penulangan balok anak ditunjukkan pada gambar 4.6.



Gambar 4.6 Penulangan Balok Anak

4.2.3 Perencanaan Penulangan Plat Tangga

➤ Data perencanaan

Tangga akan didesain dengan meletakkan pelat bordes pada setengah tinggi antar lantai dengan data desain sebagai berikut :

Mutu beton ($f'c$)	= 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa
Tinggi Lt. dasar – Lt. Atap	= 350 cm
Panjang bordes	= 274 cm
Lebar bordes	= 100 cm
Tinggi bordes	= 175 cm
Lebar injakan	= 27 cm
Tinggi tanjakan	= 18 cm
Lebar tangga	= 132 cm
Tebal pelat tangga	= 15 cm
Tebal pelat bordes	= 15 cm
Tebal selimut beton	= 2 cm

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05((f'c - 28)/7) \\ &= 0,85 - 0,05((30 - 28)/7) \\ &= 0,84\end{aligned}$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.2.7.3))

➤ Pembebanan

Pembebanan beban yang ada pada komponen struktur tangga disesuaikan dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG 1983). Dan karena komponen struktur tangga merupakan salah satu komponen struktur sekunder maka direncanakan hanya menerima beban mati (DL) dan beban hidup (LL). Dalam hal ini, perhitungan beban-beban tangga dibagi atas pembebanan pada anak tangga dan pembebanan pada bordes.

a. Pembebanan Pelat Anak Tangga

1. Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &= 0,23.1,32 \cdot 2400 \cdot \frac{1}{33,69} = 875,716 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat railing tangga} &= 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat spesi 2 cm} &= 2 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat keramik 1 cm} &= 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2 + \\
 &\text{qDL} = 951,716 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

$$\text{Berat hidup tangga qLL} = 479 \text{ kg/m}^2$$

3. Beban Ultimate (Qu)

$$\begin{aligned}
 \text{Qu} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= (1,2 \times 951,716 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 479 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 1908,459 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &= 1908,459 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

b. Pembebanan Bordes

1. Beban Mati

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri} &= 0,15 \cdot 1,37 \cdot 2400 \text{ kg/m}^3 = 493,2 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat spesi 2 cm} &= 2 \cdot 21 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat railing tangga} &= 10 \text{ kg/m}^2 = 10 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{Berat keramik 1 cm} &= 1 \cdot 24 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}^2 + \\
 &\text{qDL} = 569,2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

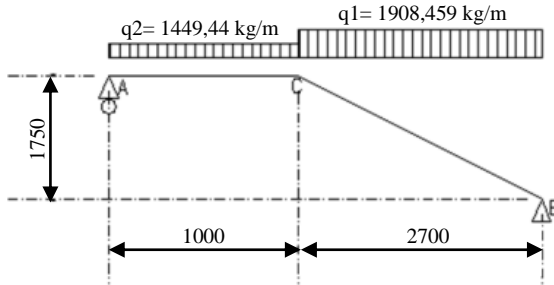
$$\text{Berat hidup bordes} \quad \text{qLL} = 479 \text{ kg/m}^2$$

3. Kombinasi Pembebanan Bordes

$$\begin{aligned}
 \text{Qu} &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\
 &= (1,2 \times 569,2 \text{ kg/m}^2) + (1,6 \times 479 \text{ kg/m}^2) \\
 &= 1449,44 \text{ kg/m}^2 \times 1 \text{ m} \\
 &= 1449,44 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

c. Analisa Struktur Tangga

Pada proses analisa struktur tangga ini, menggunakan perhitungan statis tak tentu dengan menggunakan perletakan sendi rol, dimana pembebanan tangga dan output seperti dibawah ini :



Gambar 4.7 Sketsa Beban Pada Tangga

Perhitungan Momen

1. Reaksi Perletakan

$$\sum M_b = 0$$

$$(V_a \times L_{AC} + L_{CB}) - (q_2 \times L_{AC} \times (\frac{1}{2} L_{AC} + L_{CB})) - (q_1 \times L_{CB} \times \frac{1}{2} L_{CB}) = 0$$

$$(V_a \times 3,7) - (1449,44 \times 1 \times 3,2) - (1908,459 \times 2,7 \times 1,35) = 0$$

$$(V_a \times 3,7) - 4638,208 - 6956,332 = 0$$

$$V_a \times 3,7 = 11594,540 \text{ kg}$$

$$V_a = 3133,659 \text{ kg}$$

$$\sum M_a = 0$$

$$V_a + V_b - (q_2 \times L_{AC}) - (q_1 \times L_{CB}) = 0$$

$$3133,659 + V_b - (1449,44 \times 1) - (1908,459 \times 2,7) = 0$$

$$V_b = 6602,279 - 3133,659$$

$$V_b = 3468,619 \text{ kg}$$

$$\sum V = 0 \text{ (Kontrol)}$$

$$(q_1 \times L_{CB}) + (q_2 \times L_{AC}) - V_a - V_b = 0$$

$$(1908,459 \times 2,7) + (1449,44 \times 1) - 3133,659 - 3468,619 = 0$$

$$0 = 0 \quad (\text{OK})$$

2. Pelat Bordes = 1 m

a. Gaya Momen (M)

$$M_{x1} = V_a \times X_1 - (0,5 q_2 X_1^2)$$

$$\text{Momen maksimum bila : } \frac{\delta M_{xi}}{\delta x_i} = 0$$

$$V_a - (q_2 \times X_1) = 0$$

$$X_1 = \frac{V_a}{q_2} = \frac{3133,659}{1449,44} = 2,16 \text{ m}$$

Maka momen maksimum terjadi di titik C = $X_1 = 1 \text{ m}$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_a \times X_1 - (0,5 q_2 X_1^2) \\ &= 3133,659 \times 1 - (0,5 \times 1449,44 \times 1^2) \\ &= 2408,939 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Pada titik A $M_a = 0 \text{ kgm}$

b. Gaya Lintang (D)

$$D_x = V_a - (q_2 \times X_1) = 3133,659 - (1449,44 \times X_1)$$

$$\text{Titik A, } X_1 = 0 \rightarrow D_a = 3133,659 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C, } X_1 = 1,2 \rightarrow D_c = 1684,219 \text{ kg}$$

c. Gaya Normal (N)

$$\text{Titik A} \rightarrow N_a = 0 \text{ kg}$$

$$\text{Titik C} \rightarrow N_c = 0 \text{ kg}$$

3. Pelat Tangga = 2,7 m

Gaya Momen (M)

$$\begin{aligned} M_{x2} &= V_b \times X_2 - (0,5 q_2 X_2^2) \\ &= 3468,619 \times X_2 - \frac{1908 \times X_2^2}{2} \end{aligned}$$

$$\text{Titik B} = 0 \text{ m} \rightarrow M_b = 0 \text{ kgm}$$

$$\text{Titik C} = 2,7 \text{ m} \rightarrow M_c = 2408,9 \text{ kgm}$$

Momen maksimum pada tangga

$$\begin{aligned} M_{\max} &= V_b + (q_1 \times X_2) = 0 \\ &= 3468,619 \text{ kg} (1908,459 \times X_2) = 0 \end{aligned}$$

$$X_2 = 1,8175 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= V_b \times X_2 - \frac{q_1 X_2^2}{2} \\
 &= 3468,619 \text{ kg} \times 1,8175 \text{ m} - \frac{1908,459 \text{ kg} \times (1,8175 \text{ m})^2}{2} \\
 &= 3152,103 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

d. Penulangan Lentur Pelat Tangga

Direncanakan :

$$\text{Mutu beton (f}'_c) = 30 \text{ MPa} \quad \rightarrow \beta_1 = 0,84$$

$$\text{Tebal pelat (t)} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\varnothing \text{ tulangan} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tarik (f}_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 d_x &= t_{\text{pelat-decking}} - \frac{1}{2} D \\
 &= 150 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 13 \right) \\
 &= 123,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 3152,1034 \text{ kgm} = 31521033,71 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{M_u}{\varnothing \times b \times d^2} = \frac{31521033,71}{0,9 \times 1000 \times 123,5^2} = 2,296 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 2,296}{400}} \right) \\
 &= 0,00603
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00603 \times 1000 \times 123,5 \\ &= 744,732 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{\frac{1000}{A_{s\text{perlu}}}}{\frac{1000}{A_{s\text{tulangan}}}} = \frac{\frac{1000}{744,732}}{\frac{0,25 \times \pi \times 13^2}{150}} = 178,37 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D 13 - 150 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{s\text{pakai}} &= \frac{1000}{150} \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 884,882 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &\leq 3h \\ 150 &\leq 3 \times 150 = 450 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &\leq 2h \\ 150 &\leq 2 \times 150 = 300 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

- Dipasang tulangan tarik D13 – 150 mm ($A_{s\text{pasang}} = 884,882 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} A_{s' \text{ tekan}} &= \delta \times A_s \\ &= 0,6 \times 884,882 \text{ mm}^2 = 530,93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan D13 – 150 mm ($A_{s\text{pasang}} = 884,882 \text{ mm}^2$)

- Cek Kapasitas Penampang :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{884,882 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 13,881 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{n \text{ aktual}} &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq M_u \\
 &= 0,9 \times 884,882 \times 400 \times \left(123,5 - \frac{13,881}{2} \right) \geq M_u \\
 &= 37130905,25 \text{ Nmm} > 31521033,71 \text{ Nmm} \\
 &\hspace{15em} (\text{Memenuhi})
 \end{aligned}$$

- Penulangan susut

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= 0,0018 \\
 A_{s \text{ perlu}} &= 0,0018 \times 1000 \times 112 = 201,6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $\emptyset 10 - 200 \text{ mm}$

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 392,7 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 10 - 200$.

e. Penulangan Lentur Pelat Bordes

Direncanakan :

$$\text{Mutu beton (f'c)} = 30 \text{ MPa} \quad \rightarrow \beta_1 = 0,84$$

$$\text{Tebal pelat (t)} = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton} = 20 \text{ mm}$$

$$\emptyset \text{ tulangan} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tarik (f}_y\text{)} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 dx &= t_{\text{pelat}} - \text{decking} - \frac{1}{2} D \\
 &= 150 - 20 - \left(\frac{1}{2} \times 13 \right) \\
 &= 123,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$M_u = 2408,9395 \text{ kgm} = 24089394,76 \text{ Nmm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{24089394,76}{0,9 \times 1000 \times 123,5^2} = 1,755 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,755}{400}} \right) \\ &= 0,00455 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{S_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,00455 \times 1000 \times 123,5 \\ &= 561,871 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Menentukan jarak pasang antar tulangan :

$$\text{Jarak} = \frac{1000}{\frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{A_{S_{\text{tulangan}}}}} = \frac{1000}{\frac{561,871}{0,25 \times \pi \times 13^2}} = 236,23 \text{ mm}$$

Jadi dipasang tulangan D 13 - 200 mm

$$\begin{aligned} \text{Sehingga } A_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 663,661 \text{ mm}^2. \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned} S_{\text{max}} &\leq 2h \\ 200 &\leq 2 \times 150 = 300 \quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

- Dipasang tulangan tarik D13 – 200 mm ($A_{S_{\text{pasang}}} = 663,661 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} A_{S'_{\text{tekan}}} &= \delta \times A_S \\ &= 0,6 \times 663,661 \text{ mm}^2 = 398,197 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan tekan D13 – 200 mm ($A_{S_{\text{pasang}}} = 663,661 \text{ mm}^2$)

- Cek Kapasitas Penampang :

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{663,661 \times 400}{0,85 \times 30 \times 1000} = 10,41 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{n \text{ aktual}} &= \phi \times A_s \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right) \geq M_u \\ &= 0,9 \times 663,661 \times 400 \times \left(123,5 - \frac{10,41}{2} \right) \geq M_u \\ &= 28262800,08 \text{ Nmm} > 24089394,76 \text{ Nmm} \\ &\quad \text{(Memenuhi)} \end{aligned}$$

- Penulangan susut

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,0018 \\ A_{s \text{ perlu}} &= 0,0018 \times 1000 \times 112 = 201,6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan lentur $\emptyset 10 - 200 \text{ mm}$

$$A_s \text{ Pasang} = \frac{1000}{200} \times 0,25 \times \pi \times 10^2 = 392,7 \text{ mm}^2 > A_s \text{ perlu}$$

Maka, digunakan tulangan $\emptyset 10 - 200$.

f. Penulangan Balok Bordes

Desain balok bordes sesuai dengan SNI 03-2847-2012 pasal 9.5.2.1 tabel 9.5a yakni balok bordes dianggap merupakan balok tertumpu sederhana. Sehingga untuk dimensi balok bordes dengan panjang (L) 274 cm didapatkan :

$$h = l/16 = 274/16 = 17,125 \text{ cm} \approx 30 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2}{3} \times h = \frac{2}{3} \times 30 = 20 \text{ cm} \approx 20 \text{ cm}$$

Untuk desain awal balok bordes digunakan ukuran balok $20 \text{ cm} \times 30 \text{ cm}$.

➤ **Pembebanan Balok Bordes**

Balok bordes dirancang dapat menerima beban pelat bordes diatasnya, berat sendiri serta akibat perletakan tangga.

Tabel 4.4 Pembebanan Mati Balok Bordes

Jenis beban	Luas (m ²)	Bv (kg/m ³)	BJ (kg/m ²)	Berat (kg/m)
Berat sendiri balok	0,06	2400		144
Dinding tinggi 1,75			60	105
			qD	249

Beban hidup qL diambil sebesar :

$$qL = 479 \text{ kg/m}^2 \times 2,74 \text{ m} = 1312,46 \text{ kg/m}$$

Kombinasi beban yang digunakan :

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2qD + 1,6qL \\ &= (1,2 \times 249) + (1,6 \times 1312,46) \\ &= 2398,74 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

➤ **Penulangan Lentur Balok Bordes**

Dimensi balok = 20 cm x 30 cm

Bentang (L) = 274 cm

Decking (d') = 40 cm

D. tulangan = 16 mm (ulir)

b = 200 mm

Mutu beton (f'c) = 30 MPa

Mutu tulangan (fy) = 400 Mpa

Perhitungan momen yang terjadi pada daerah tumpuan dan lapangan, menurut PBI 1971 pasal 13.2 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_u &= 1/12 \times q_u \times L^2 \\ &= 1/12 \times 2398,74 \times (2,74)^2 = 1500,73 \text{ kgm} \end{aligned}$$

Momen nominal tumpuan dan lapangan yang terjadi

Faktor reduksi geser Φ menurut SNI 2847 : 2013 pasal 9.3.2.2 sebesar 0,9

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} d &= h - \text{decking} - \emptyset \text{ Senggang} - (\frac{1}{2} \emptyset_{\text{lentur}}) \\ &= 300 - 40 - 10 - \frac{16}{2} = 242 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{15007300}{0,9 \times 200 \times 242^2} = 1,424 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,424}{400}} \right) \\ &= 0,0037 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0037 \times 200 \times 242 \\ &= 179,08 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{179,08 \times 400}{0,85 \times 30 \times 200} = 14,05 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{14,05}{0,84} = 16,73 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 242 = 90,75 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$14,05 \text{ mm} < 90,75 \text{ mm} (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &\leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq \frac{15007300}{0,9 \times 400 \times \left(242 - \frac{14,05}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq 177,41 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned}\text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 200 \times 242 \\ &= 165,69 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As min} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 200 \times 242 \\ &= 169,40 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah $\text{As}_{\min} = 169,40 \text{ mm}^2$, karena $\text{As}_{\text{perlu}} > \text{As}_{\min}$, maka gunakan As_{perlu}

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned}\text{N tul} &= \frac{\text{As perlu}}{\text{As tulangan}} \\ &= \frac{179,08}{0,25 \times \pi \times 16^2} \\ &= 0,89 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}\end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \emptyset_{\text{tul.senggang}})}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{200 - (2 \times 40) - (2 \times 16) - (2 \times 10)}{2-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 68 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 2D16.

➤ Menentukan Tulangan Geser Terpasang

\emptyset sengkang = 10 mm (polos)

Jumlah kaki = 2 kaki

Faktor reduksi geser Φ = 0,75

F_y geser = 240 Mpa

- Gaya geser ultimate

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{2} \times q_u \times L = \frac{1}{2} \times 2398,74 \times 2,74 = 3286,27 \text{ kg} \\ &= 32862,7 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u}{l} \times l_n \\ &= \frac{32862,7}{2740} \times (2740 - 242) \\ &= 29960,23 \text{ N} \end{aligned}$$

• Kuat geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f'c} \times bw \times d \\ &\quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal (11.2.1.1)}) \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 200 \times 242 \\ &= 45066,61 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi geser (\emptyset) = 0,75

(SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.3))

$$\phi V_c = 0,75 \times 45066,61 \text{ N} = 33799,96 \text{ N}$$

- **Cek kebutuhan tulangan geser**

$$V_u \geq \phi V_c$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (11.4.7.1))

$$29960,23 \text{ N} < 33799,96 \text{ N}$$

(Tidak Memenuhi)

Maka penampang tidak perlu tulangan geser. Sehingga digunakan penulangan geser minimum.

- **Tulangan geser minimum**

Syarat :

$$V_u \geq 0,5 \cdot \phi V_c$$

$$29960,23 \text{ N} > 16899,98 \text{ N} \quad (\text{Memenuhi})$$

Maka penampang menggunakan tulangan geser minimum

$$A_{v_{\min}} = 2 \times A_{s_{\text{tul}}} = 2 \times 78,54 = 157,08 \text{ mm}^2$$

- **Spasi sengkang**

$$A_{v_{\min}} = 0,06 \times \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{b_w \times S}{f_{yt}} \right)$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (11.4.6.3))

$$157,08 = 0,06 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{200 \times S}{400} \right)$$

$$S = 955,96 \text{ mm}$$

$$A_{v_{\min}} = \frac{0,35 \times b_w \times S}{f_{yt}}$$

$$157,08 = \frac{0,35 \times 200 \times S}{400}$$

$$S = 897,6 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasi sengkang, $S = 100 \text{ mm}$

- **Kontrol jarak sengkang**

$$S \geq 600 \text{ mm}$$

$$S \geq d/2$$

$$S \geq 242/2$$

$$S \geq 121 \text{ mm}$$

$$S_{\text{pakai}} = 100 \text{ mm (Tumpuan)}$$

$$S_{\text{pakai}} = 120 \text{ mm (Lapangan)}$$

Maka digunakan sengkang 2 kaki D10-100 pada daerah tumpuan dan sengkang 2 kaki D10-120 pada daerah lapangan.

- **Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak**

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.6.4))

$$C_c = d + D.tul = 40 + 16 = 56 \text{ mm}$$

$$f_s = \frac{2}{3} \times f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ MPa}$$

Maka,

$$\begin{aligned} S &= 380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - (2,5 \times C_c) \\ &= 380 \times \left(\frac{280}{266,67} \right) - (2,5 \times 56) \\ &= 259 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Dan tidak lebih dari,

$$\begin{aligned} S &= 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) \\ &= 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right) \\ &= 315 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan diatas, maka digunakan sengkang 2 kaki D10-100 pada daerah tumpuan dan sengkang 2 kaki D10-120 pada daerah lapangan.

- **Tulangan Terpasang**

Plat Tangga :

Lentur = D13 – 150

Susut = D10 – 200

Plat Bordes :

Lentur = D13 – 200

Susut = D10 – 200

Balok Bordes :

Dimensi = 20 x 30

Tumpuan A = 2D16

Lapangan A-B = 2D16

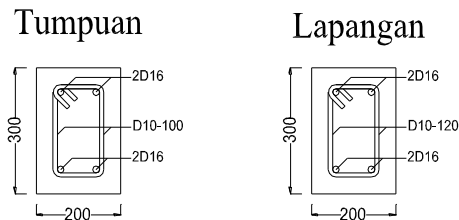
Tumpuan B = 2D16

Geser = 2 kaki D10 – 100 mm (Tumpuan)

= 2 kaki D10 – 120 mm (Lapangan)

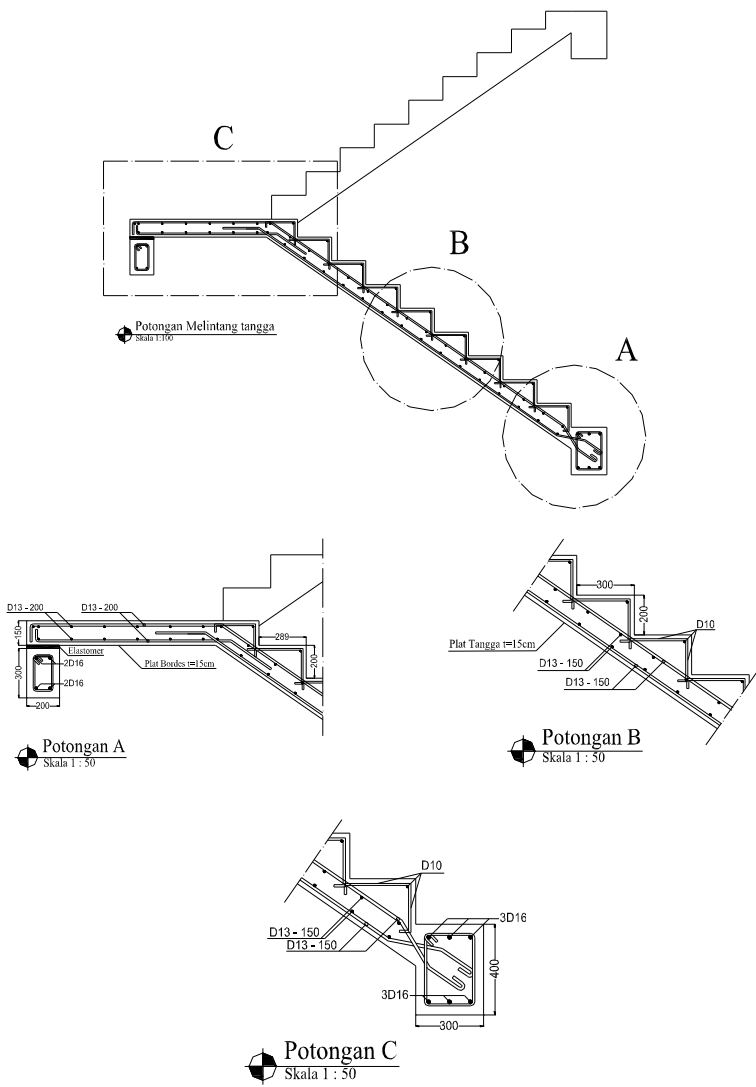
- **Sketsa Penulangan Balok Bordes**

Gambar penulangan balok bordes ditunjukkan pada gambar 4.8.



Gambar 4.8 Penulangan Balok Bordes

- **Sketsa Penulangan Plat Tangga dan Plat Bordes**



Gambar 4.9 Penulangan Tangga

4.2.4 Perencanaan Balok Lift

➤ Data perencanaan

Pada perancangan lift ini meliputi balok – balok yang berkaitan dengan ruang mesin lift. Untuk lift pada bangunan ini menggunakan lift penumpang yang diproduksi oleh Hyundai seperti diperlihatkan pada gambar 4.10 dengan data – data sebagai berikut :

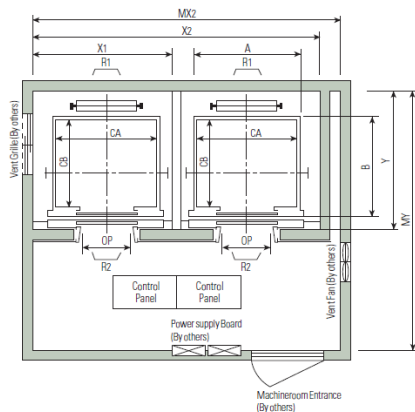
- Tipe lift : Passenger
- Merk : Hyundai
- Kapasitas : 15 orang
- Lebar pintu (opening width) : 900 mm
- Dimensi ruang luncur (hoistway) : 4200 x 2100 mm²
- Dimensi sangkar (car size) : 1600 x 1500 mm²
- Dimensi ruang mesin : 4400 x 3850 mm²
- Beban reaksi ruang mesin

$$R_1 = 5450 \text{ kg (berat mesin penggerak lift + beban kereta + perlengkapan)}$$

$$= 5,45 \text{ T}$$

$$R_2 = 4300 \text{ kg (berat bandul pemberat + perlengkapan)}$$

$$= 4,3 \text{ T}$$



Gambar 4.10 Denah Penumpang Lift

Tabel 4.5 Standar Dimensi dan Reaksi Pada Lift

Standard Dimensions & Reactions																	
Manufacturer Standard																	
Speed (m/sec)	Capacity		Opening Type	Clear Opening	Car			Hoistway Size			Machine Room Size			M/C Room Reaction (kg)		Pit Reaction (kg)	
	Persons	kg			Internal	External	A × B	1Car	2Cars	Depth	1Car	2Cars	Depth				
					OP	CA × CB	A × B	X1	X2	Y	MX1	MX2	MY	R1	R2	R3	R4
1.0	6	450	2 Panel Center Open	800	1400 × 850	1460 × 1005	1800	3700	1450	2000	4000	3200	3400	2000	5400	4500	
	8	550		800	1400 × 1030	1460 × 1185	1800	3700	1650	2000	4000	3400	4050	2250	6000	4900	
	9	600		800	1400 × 1130	1460 × 1285	1800	3700	1750	2000	4000	3500	4100	2450	6300	5100	
	10	700		800	1400 × 1250	1460 × 1405	1800	3700	1850	2000	4000	3600	4200	2700	6800	5400	
	11	750		800	1400 × 1350	1460 × 1505	1800	3700	1950	2000	4000	3700	4550	2800	7100	5600	
	13	900		900	1600 × 1350	1660 × 1505	2050	4200	1950	2300	4400	3750	5100	3750	8100	6300	
1.5	15	1000	2 Panel Center Open	900	1600 × 1500	1660 × 1655	2050	4200	2100	2300	4400	3850	5450	4300	8600	6600	
1.75	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2350	4800	2200	2600	4900	3900		6400	5100	11000	8700
				1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2550	5200	2050	2800	5250	3800					
				1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2350	4800	2400	2600	4900	4200					
	20	1350		1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2550	5200	2200	2800	5250	4000		7800	6000	12200	9500
					2000 × 1750	2100 × 1920	2550	5200	2450	2900	5400	4300					
2.0	24	1600		1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2700	5500	2300	3000	5650	4200		8500	6800	13600	10400
	13	900	2.5	900	1600 × 1350	1700 × 1520	2250	4600	2100	2550	4600	4250	12030	6650	9000	7500	
	15	1000		900	1600 × 1500	1700 × 1670	2250	4600	2250	2550	4600	4250	12800	6950	9400	8000	
	17	1150		1000	1800 × 1500	1900 × 1670	2450	5000	2250	2750	5000	4450		13080	7150	11000	8700
				1100	2000 × 1350	2100 × 1520	2650	5400	2100	2950	5400	4650					
				1000	1800 × 1700	1900 × 1870	2450	5000	2450	2750	5000	4450		14350	7650	12200	9500
2.5	20	1350		1100	2000 × 1500	2100 × 1670	2650	5400	2250	2950	5400	4650					
					2000 × 1750	2100 × 1920	2650	5400	2500	2950	5400	4650		15100	8100	13600	10400
	24	1600		1100	2150 × 1600	2250 × 1770	2800	5700	2350	3100	5700	4800					

Data desain balok lift :

- Mutu beton ($f'c$) = 30 Mpa → $\beta_1=0,84$
- Tinggi balok (h) = 400 mm
- Lebar Balok (b) = 300 mm
- Selimut Beton = 40 mm
- Diameter Tul. Lentur (D) = 19 mm
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Diameter Tul. Sengkang (D) = 13 mm
- Mutu baja (f_y) = 400 MPa

➤ Pembebanan Balok Lift

Beban pada balok lift berasal dari mesin penggerak lift + berat kereta luncur + perlengkapan, dan akibat bandul pemberat + perlengkapannya yang nilainya perlu juga untuk dikalikan oleh faktor kejutan sesuai SNI 1727-2012 pasal 4.6 yaitu sebesar 20%.

- Beban yang Terjadi

Akibat reaksi lift :

$$P_1 = R_1 = 5450 \text{ kg} = 5,45 \text{ T}$$

$$P_2 = R_2 = (1+20\%) \times 4300 \text{ kg} = 5160 \text{ kg} = 5,16 \text{ T}$$

Akibat berat sendiri balok dan pelat penutup :

$$\text{Balok} = b \times h \times BJ$$

$$= 0,3 \times (0,4-0,12) \times 2400$$

$$= 201,6 \text{ kg/m} = 0,202 \text{ T/m}$$

$$\text{Plat} = P \times t \times BJ$$

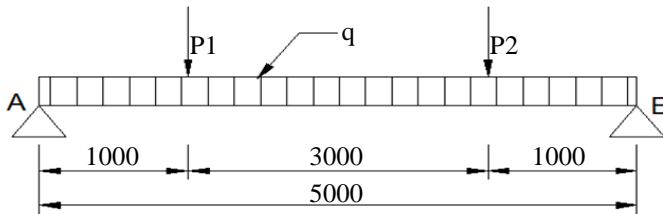
$$= 5 \times 0,12 \times 2400$$

$$= 1440 \text{ kg/m} = 1,44 \text{ T/m}$$

$$q_{\text{merata}} = 1,44 \text{ T/m}$$

$$= 1,44 \text{ T/m}$$

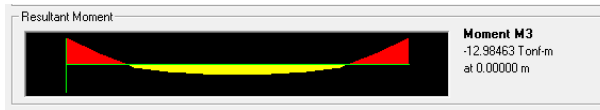
Ilustrasi pembebanan balok lift dapat dilihat pada gambar 4.10.



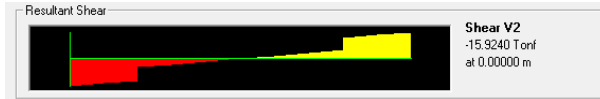
Gambar 4.11 Ilustrasi Pembebanan Balok Lift

- Analisa Gaya Dalam Balok Lift

Untuk mencari nilai gaya dalam pada balok lift digunakan program bantu analisis karena perletakkannya dianggap terjepit pada kedua sisinya, dan penyelesaian analisis gaya dalamnya tidak dapat diselesaikan secara sederhana karena balok tersebut tergolong mekanika statis tak tentu, sehingga didapatkan gaya dalam seperti pada Gambar 4.12 untuk momen dan Gambar 4.13 untuk gaya geser.



Gambar 4.12 Momen Balok lift Kombinasi 1,4D (T.m)



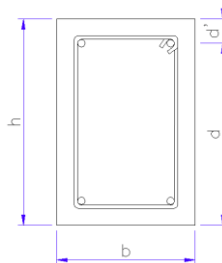
Gambar 4.13 Geser Balok lift Kombinasi 1,4D (T)

➤ Penulangan Balok Lift

Perhitungan Penulangan balok lift ini direncanakan sesuai SNI 1727-2013, seperti berikut.

- Data Perencanaan

Dimensi balok lift dapat ditunjukkan pada gambar 4.14.



Gambar 4.14 Dimensi Balok Lift

Dimensi balok = 300 x 400 mm²

Panjang balok = 5000 mm

Cover = 40 mm

D Tul. Lentur = 19 mm ($A_s = 283,53 \text{ mm}^2$)

Ø Tul. Pembagi = 13 mm ($A_s = 132,73 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7} \\ &= 0,84\end{aligned}$$

Tebal manfaat :

$$\begin{aligned}
 d' &= h_{\text{balok}} - \text{cover} - D_{\text{Tul.}} - \frac{1}{2} D_{\text{Tul.}} \\
 &= 400 - 40 - 13 - \frac{1}{2}(19) \\
 &= 337,5 \text{ mm} \\
 d'' &= \text{Sel. beton} + D_{\text{Tul.}} + \frac{1}{2} D_{\text{Tul.}} \\
 &= 40 + 13 + \frac{1}{2}(19) \\
 &= 62,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tumpuan A

- Menghitung kebutuhan tulangan awal
Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\phi = 0,9$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{129846300}{0,9 \times 300 \times 337,5^2} = 4,222 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,222}{400}} \right) \\
 &= 0,0116
 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned}
 A_{s_{\text{perlu}}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,0116 \times 300 \times 337,5 \\
 &= 1174,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{1174,5 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 61,41 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{61,41}{0,84} = 73,11 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 337,5 = 126,56 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$73,11 \text{ mm} < 126,56 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &\leq \frac{Mu}{\phi \times fy \times \left(d - \frac{a}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq \frac{129846300}{0,9 \times 400 \times \left(337,5 - \frac{61,41}{2}\right)} \\ \text{As perlu} &\leq 1175,65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{fy} \times bw \times d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{fy} \times bw \times d$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f'c'}}{fy} \times bw \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 337,5 \\ &= 346,61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As min} &= \frac{1,4}{fy} \times bw \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 337,5 \\ &= 354,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah $\text{As}_{\min} = 354,375 \text{ mm}^2$, karena $\text{As perlu} > \text{As min}$, maka gunakan As perlu

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned}
 N_{\text{tul}} &= \frac{As_{\text{perlu}}}{As_{\text{tulangan}}} \\
 &= \frac{1175,65}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\
 &= 4,146 \text{ buah} \approx 5 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \emptyset_{\text{tul.sengkan}})}{n-1} \geq 25 \text{ mm} \\
 S &= \frac{300 - (2 \times 40) - (5 \times 19) - (2 \times 13)}{5-1} \geq 25 \text{ mm} \\
 S &= 24,75 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})
 \end{aligned}$$

Tulangan dipasang 2 lapis

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D_{\text{tul.lentur}}) - (2 \times \emptyset_{\text{tul.sengkan}})}{n-1} \geq 25 \text{ mm} \\
 S &= \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 19) - (2 \times 13)}{3-1} \geq 25 \text{ mm} \\
 S &= 68,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 5D19.

- Lapangan A-B

- Menghitung kebutuhan tulangan awal

Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\emptyset = 0,9$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\emptyset \times b \times d^2} = \frac{49591500}{0,9 \times 300 \times 337,5^2} = 1,613 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,613}{400}} \right)$$

$$= 0,0042$$

Sehingga didapatkan :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d$$

$$= 0,0042 \times 300 \times 337,5$$

$$= 425,25 \text{ m}^2$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f_c' \times b} = \frac{425,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 22,24 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{22,24}{0,84} = 26,48 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 337,5 = 126,56 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$26,48 \text{ mm} < 126,56 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_s \text{ perlu} \leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$A_s \text{ perlu} \leq \frac{49591500}{0,9 \times 400 \times \left(337,5 - \frac{22,24}{2}\right)}$$

$$A_s \text{ perlu} \leq 422,07 \text{ mm}^2$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

$$\text{Tidak boleh kurang dari } \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b w \times d \text{ dan tidak lebih}$$

$$\text{kecil dari } \frac{1,4}{f_y} \times b w \times d$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'} }{f_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 337,5 \\
 &= 346,61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \times b w \times d \\
 &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 337,5 \\
 &= 354,375 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah $A_{s_{\min}} = 354,375 \text{ mm}^2$, karena $A_s \text{ perlu} < A_s \text{ min}$, maka gunakan $A_s \text{ min}$.

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned}
 N \text{ tul} &= \frac{A_s \text{ min}}{A_s \text{ tulangan}} \\
 &= \frac{422,07}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\
 &= 1,49 \text{ buah} \approx 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{b w - (2 \times \text{cover}) - (n \times D.tul.lentur) - (2 \times \emptyset.tul.sengkan g)}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 16) - (2 \times 10)}{3-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 76 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm (Memenuhi)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 3D19.

- Tumpuan B

- Menghitung kebutuhan tulangan awal

Asumsi penampang berada dalam kondisi tension controlled ($\emptyset = 0,9$)

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{127935700}{0,9 \times 300 \times 337,5^2} = 4,160 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,160}{400}} \right) \\ &= 0,0114 \end{aligned}$$

Sehingga didapatkan :

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0114 \times 300 \times 337,5 \\ &= 1154,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Kontrol Kondisi Penampang

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1154,25 \times 400}{0,85 \times 30 \times 300} = 60,35 \text{ mm}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{60,35}{0,84} = 71,85 \text{ mm}$$

$$0,375 \text{ dt} = 0,375 \times 337,5 = 126,56 \text{ mm}$$

$$c \leq 0,375 \text{ dt}$$

(SNI 03-2847-2013 gambar (S9.3.2))

$$71,85 \text{ mm} < 126,56 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

- Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$\begin{aligned} A_{s\text{perlu}} &\leq \frac{Mu}{\phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2} \right)} \\ A_{s\text{perlu}} &\leq \frac{127935700}{0,9 \times 400 \times \left(337,5 - \frac{60,35}{2} \right)} \\ A_{s\text{perlu}} &\leq 1156,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Cek syarat kebutuhan tulangan minimum

Tidak boleh kurang dari $\frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d$ dan tidak lebih kecil dari $\frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d$
(SNI 03-2847-2013 pasal (10.5.1))

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{0,25 \times \sqrt{f_c'}}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 300 \times 337,5 \\ &= 346,61 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d \\ &= \frac{1,4}{400} \times 300 \times 337,5 \\ &= 354,375 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka yang menentukan adalah $A_{s \text{ min}} = 354,375 \text{ mm}^2$, karena $A_s \text{ perlu} > A_s \text{ min}$, maka gunakan $A_s \text{ perlu}$

- Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

Jumlah tulangan terpasang :

$$\begin{aligned} N \text{ tul} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{A_s \text{ tulangan}} \\ &= \frac{1156,36}{0,25 \times \pi \times 19^2} \\ &= 4,08 \text{ buah} \approx 5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Kontrol jarak antar tulangan :

Tulangan dipasang 1 lapis

$$S = \frac{b_w - (2 \times \text{cover}) - (n \times D.tul.lentur) - (2 \times \emptyset.tul.sengakang)}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (5 \times 19) - (2 \times 13)}{5-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 24,75 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\text{Tidak Memenuhi})$$

Tulangan dipasang 2 lapis

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{cover}) - (n \times D.tul.lentur) - (2 \times \emptyset.tul.sengkanng)}{n-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = \frac{300 - (2 \times 40) - (3 \times 19) - (2 \times 13)}{3-1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$S = 68,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{Memenuhi})$$

Berdasarkan hasil perhitungan maka digunakan tulangan 5D19.

➤ Menentukan Tulangan Geser Terpasang

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{V_u}{l} \times l_n \\ &= \frac{156040}{5000} \times (5000 - 337,5) \\ &= 145507,3 \text{ N} \end{aligned}$$

• Kuat geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \times \lambda \times \sqrt{f_c'} \times bw \times d \\ &\quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal (11.2.1.1)}) \\ &= 0,17 \times 1 \times \sqrt{30} \times 300 \times 337,5 \\ &= 94276,75 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi geser } (\emptyset) &= 0,75 \\ &\quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal (9.3.2.3)}) \end{aligned}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 94276,75 \text{ N} = 70707,56 \text{ N}$$

• Cek kebutuhan tulangan geser

$$\begin{aligned} V_u &\geq \emptyset \cdot V_c \\ &\quad (\text{SNI 03-2847-2013 pasal (11.4.7.1)}) \\ 145507,3 \text{ N} &> 70707,56 \text{ N} \\ &\quad (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Jadi penampang perlu ditinjau terhadap kuat geser baja yang tercantum dalam pasal 11.4.7.2.

- **Kebutuhan tulangan geser**

Kebutuhan tulangan geser minimum mengacu pada (pasal 11.4.6.1).

$$\begin{aligned} V_u &> 0,5 \cdot \emptyset \cdot V_c \\ 145507,3 \text{ N} &> 0,5 \times 70707,56 \text{ N} \\ 145507,3 \text{ N} &> 35353,78 \text{ N} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Jadi penampang balok anak menggunakan tulangan geser minimum.

$$\begin{aligned} A_{v \text{ min.}} &= 2 \times A_{s \text{ tul}} \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 265,46 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- **Spasi sengkang**

$$A_{v \text{ min}} = 0,06 \times \sqrt{f_c'} \times \left(\frac{b_w \times S}{f_{yt}} \right)$$

(SNI 03-2847-2013 pasal (11.4.6.3))

$$\begin{aligned} 256,46 &= 0,06 \times \sqrt{30} \times \left(\frac{300 \times S}{400} \right) \\ S &= 1040,51 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{v \text{ min}} &= \frac{0,35 \times b_w \times S}{f_{yt}} \\ 256,46 &= \frac{0,35 \times 300 \times S}{400} \\ S &= 976,99 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka digunakan spasi sengkang, $S = 150 \text{ mm}$

- **Kontrol jarak sengkang**

$$S \geq 600 \text{ mm}$$

$$S \geq d/2 = 337,5/2 = 168,75 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

Maka digunakan spasi sengkang, $S = 150 \text{ mm}$

Kuat geser baja :

$$\begin{aligned}
 V_s &= \frac{A_v x f_y x d'}{S} \\
 &= \frac{256,46 \times 400 \times 337,5}{150} \\
 &= 230814 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jadi,} \quad V_u' &\leq \phi \cdot V_n \\
 145507,3 \text{ N} &< 0,75 \times (94276,75 + 230814) \\
 145507,3 \text{ N} &< 243818,063 \text{ N} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Maka digunakan sengkang 2 kaki D13 – 125 mm pada daerah tumpuan dan 2 kaki D13 – 150 mm pada daerah lapangan balok lift.

- **Cek jarak tulangan terhadap kontrol retak**
(SNI 03-2847-2013 pasal (10.6.4))

$$\begin{aligned}
 C_c &= d + \phi_{tul} = 40 + 19 = 59 \text{ mm} \\
 f_s &= \frac{2}{3} \times f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 S &= 380 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) - (2,5 \times C_c) \\
 &= 380 \times \left(\frac{280}{266,67} \right) - (2,5 \times 59) \\
 &= 251,5 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Dan tidak lebih dari,

$$\begin{aligned}
 S &= 300 \times \left(\frac{280}{f_s} \right) \\
 &= 300 \times \left(\frac{280}{266,67} \right) \\
 &= 315 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Jadi, Balok lift memenuhi syarat jarak tulangan terhadap kontrol retak.

- **Tulangan Terpasang Balok Lift**

Dimensi = 30 x 40

Tumpuan A = 5D19

Lapangan A-B = 3D19

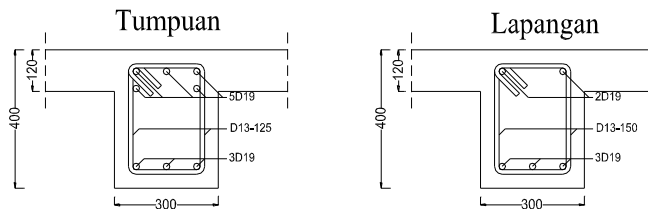
Tumpuan B = 5D19

Geser = 2 kaki D13 – 125 mm (Tumpuan)

= 2 kaki D13 – 150 mm (Lapangan)

- **Sketsa Penulangan Balok Lift**

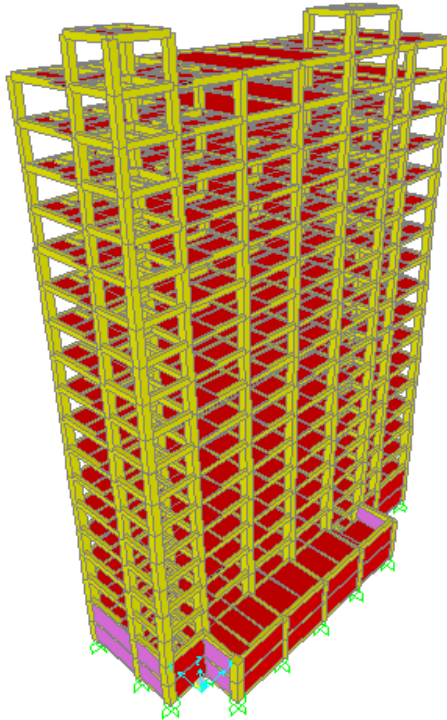
Gambar penulangan balok lift ditunjukkan pada gambar 4.15.



Gambar 4.15 Penulangan Balok Lift

4.3 Pemodelan Struktur

Pemodelan adalah tahap awal dari perencanaan untuk mendapatkan gaya dalam elemen struktur yang digunakan untuk mendesain kebutuhan tulangan dan penampang elemen struktur yang ditinjau. Untuk memodelkan bangunan digunakan program bantu analisa struktur (SAP). Setelah dimodelkan, pemodelan struktur dibebani sesuai dengan perencanaan. Kemudian dilakukan analisa struktur sebagai kontrol sesuai dengan yang tercantum pada SNI 1726:2012. Untuk pemodelan bangunan pada Tugas Akhir ini dapat dilihat pada gambar 4.16.



Gambar 4.16 Pemodelan Desain Modifikasi Struktur

4.4 Pembebanan

Perhitungan pembebanan berupa beban gravitasi yaitu beban mati (*DL*) dan beban hidup (*LL*) yang bekerja pada tiap lantai serta beban lateral atau beban gempa (*EQ*). Untuk analisa struktur dimodelkan secara ruang (3D) dengan perhitungan gaya dalam menggunakan program bantu SAP 2000. Berat sendiri elemen gedung (Balok, kolom, dan pelat) akan dihitung secara otomatis dengan program bantu SAP 2000.

4.4.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Dalam menentukan beban mati untuk perencanaan, harus digunakan berat bahan dan kontruksi yang sebenarnya, dengan ketentuan bahawa jika tidak ada informasi yang jelas, nilai yang digunakan harus digunakan adalah nilai yang disetujui oleh pihak yang berwenang. (SNI 1727 2013). Maka untuk perhitungan beban mati digunakan SNI 1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

A. Pelat Lantai 1 dan 16

Berat Material :

1. Beton Bertulang = 2400 kg/m^3

Beban Mati Tambahan :

1. Spesi = 21 kg/m^2
2. Keramik = 24 kg/m^2
3. Plafond + Rangka = 18 kg/m^2
4. ME = 40 kg/m^2
5. Plumbing = 10 kg/m^2

Beban Dinding (terbagi merata pada balok)

1. Dinding (bata ringan) = 60 kg/m^2

B. Pelat Atap

Berat Material :

1. Beton Bertulang = 2400 kg/m^3

Beban Mati Tambahan :

- | | |
|---------------------|------------------------|
| 1. Aspal | = 14 kg/m ² |
| 2. Plafond + Rangka | = 18 kg/m ² |
| 3. ME | = 40 kg/m ² |
| 4. Plumbing | = 10 kg/m ² |

4.4.2 Beban Hidup (*Live Load*)

Beban hidup sesuai dengan yang tercantum pada SNI 1727-2013 Beban Minimum untuk Perencanaan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

A. Pelat Lantai *Basement*

Pelat lantai B1 dan B2 difungsikan sebagai tempat Parkir, maka digunakan beban hidup lantai = 800 kg/m²

B. Pelat Lantai 1-15

Pelat lantai 1-15 difungsikan sebagai Hotel, maka digunakan beban hidup lantai = 192 kg/m²

C. Pelat Lantai 16 dan 17

Pelat lantai 16 dan 17 difungsikan sebagai Ruang pertemuan, maka digunakan beban hidup lantai = 497 kg/m²

D. Pelat Lantai Atap

Pelat lantai Atap merupakan atap datar yang bisa dibebani orang namun tidak banyak, maka digunakan beban hidup lantai = 96 kg/m²

4.4.3 Beban Angin (*Wind Load*)

Untuk beban angin dapat diambil dari BMKG untuk wilayah Kota Surabaya. Dimana didapat kecepatan angin untuk wilayah Kota Surabaya rata – rata 6,4 Knot, dengan kecepatan maksimum 20,3 Knot. Diambil yang menentukan 20,3 Knot = 23,3608 Mph \approx 25 Mph. Sehingga data angin yang digunakan untuk di-*input* ke pemodelan adalah 25 Mph.

4.4.4 Analisis Beban Gempa

Desain beban gempa mengacu peraturan gempa terbaru yaitu SNI 1726-2012. Berdasarkan konfigurasi struktur Gedung Premier Inn Surabaya, analisis gempa akan menggunakan gempa dinamik. Oleh karena itu diperlukan tahapan awal dalam menentukan beban gempa dinamik diantaranya sebagai berikut :

1. Menentukan kategori risiko bangunan

Penentuan kategori risiko bangunan disesuaikan dengan fungsi dari bangunan itu sendiri, dalam kasus ini fungsi bangunan adalah hotel sehingga didapatkan kategori risiko seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.6 Kategori Risiko Bangunan

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II

2. Menentukan Faktor Keutamaan Gempa (I_e)

Faktor keutamaan gempa didapatkan berdasarkan kategori risiko yang telah didapatkan pada langkah 1. Sehingga didapatkan faktor keutamaan gempa seperti pada Tabel 4.7.

Tabel 4.7 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

3. Menentukan Parameter Percepatan Tanah (S_s dan S_1)

Menentukan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda pendek, redaman 5 persen (S_s) dan parameter percepatan respons spectral MCE pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (S_1) Berdasarkan peta gempa pada SNI 1726-2012 dengan lokasi gedung yang terdapat pada wilayah Surabaya serta melakukan interpolasi pada data tersebut, didapatkan data seperti pada Tabel 4.8.

Tabel 4.8 Parameter Percepatan Tanah S_s dan S_1 wilayah Surabaya

Parameter Percepatan respon Spectral	Peta Gempa SNI 1726-2012	Digunakan
S_s	(0,2 – 0,7) g	0,7
S_1	(0,2 – 0,3) g	0,25

4. Menentukan Klasifikasi Situs

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 5.1 penentuan klasifikasi situs dilakukan dengan menentukan tahanan penetrasi rata-rata (\bar{N}) dengan menggunakan Rumus 3.1 seperti yang ditunjukkan pada Tabel 4.9.

Tabel 4.9 Data N_{SPT}

Depth. (m)	Jenis Tanah	d_i (m)	N_i (Blows/ft)	d_i/N_i
2	Pasir Berlanau Abu - Abu	2	4	0.500
4		2	3	0.667
6		2	4	0.500
8	Lempung Berpasir Abu - Abu	2	2	1.000
10		2	14	0.143
12	Lempung Berlanau Abu - Abu	2	15	0.133
14		2	15	0.133
16		2	16	0.125

18		2	20	0.100
20		2	23	0.087
22		2	23	0.087
24		2	23	0.087
26		2	23	0.087
28		2	25	0.080
30		2	25	0.080
32		2	26	0.077
34		2	27	0.074
36		2	28	0.071
38		2	29	0.069
40		2	39	0.051
Σ		40	384	4.152

Dengan menggunakan Pers 3.8 maka tahanan penetrasi rata-rata (\bar{N}) adalah : $\bar{N} = \frac{40}{4,152} = 9,63$. Karena $\bar{N}_{SPT} = 9,63 < 15$, maka termasuk dalam klasifikasi situs tanah lunak (SE).

5. Menentukan Koefisien Lokasi F_a dan F_v

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 koefisien situs F_a dan F_v ditentukan berdasarkan tabel 4 dan 5 pada SNI 1726-2012.

- Menentukan F_a

Berdasarkan tabel 4 pada SNI 1726-2012 serta dengan menggunakan parameter S_s yang terdapat pada Tabel 6.12 dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan F_a sebesar 1,3.

- Menentukan F_v

Berdasarkan tabel 5 pada SNI 1726-2012 serta dengan menggunakan parameter S_I yang terdapat pada Tabel 6.12 dengan klasifikasi situs tanah lunak (SE) didapatkan F_v sebesar 3.

6. Menghitung nilai S_{MS} dan S_{M1}

Berdasarkan SNI 1726-2012 Pasal 6.2 untuk menentukan parameter spektrum respons percepatan pada perioda pendek (S_{MS}) dan perioda 1 detik (S_{M1}) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs, harus ditentukan dengan Rumus 3.2 dan 3.3.

Dengan menggunakan parameter F_a dan F_v pada langkah 5 serta S_S dan S_I pada Tabel 6.12. Maka didapatkan,

$$S_{MS} = 1,3 \times 0,7 = 0,91$$

$$S_{M1} = 3 \times 0,25 = 0,75$$

7. Menentukan Parameter Percepatan Spektrum Desain (S_{DS} dan S_{D1}).

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} = \frac{2}{3} \times 0,91 = 0,607$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,75 = 0,5$$

8. Menentukan Kategori Desain Seismik

Berdasarkan tabel 6 dan tabel 7 pada SNI 1726-2012 serta menggunakan parameter yang telah ditentukan pada langkah sebelumnya maka, Gedung Premier Inn Surabaya termasuk pada kategori desain seismik D. Pemilihan kategori desain tersebut diperlihatkan pada Tabel 4.10.

Tabel 4.10 Kategori Desain Seismik

Nilai S_{DS}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Nilai S_{D1}	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,167$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

9. Menentukan Sistem Penahan Gempa

Berdasarkan tabel 9 pada SNI 1726-2012 sistem struktur Gedung Premier Inn Surabaya akan menggunakan tipe C.5 yaitu sistem beton bertulang pemikul momen khusus. Pemilihan sistem penahan gempa tersebut diperlihatkan pula pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Sistem Penahan Gaya Seismik

Sistem penahan-gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat-lebih sistem, Ω_0^g	Faktor pembesaran defleksi, C_d^b	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^c					
				Kategori desain seismik					
				B	C	D ^d	E ^d	F ^e	
C.Sistem rangka pemikul momen									
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI	
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^{h,i}	TI ^h	TI ⁱ	
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI ^h	TI ^h	TI ⁱ	
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB	

Berdasarkan Tabel 4.11 didapatkan pula data tambahan untuk desain struktur yaitu :

$R^a = 8$ (Koefisien Modifikasi Respon)

$\Omega_0^g = 3$ (Faktor Kuat Lebih Sistem)

$C_d^b = 5,5$ (Faktor Pembesaran Defleksi)

10. Menentukan Perkiraan Periode Alami Fundamental

Berdasarkan SNI 1726 2012 Ps. 7.8.2 penentuan perkiraan perioda alami fundamental (T_a) harus ditentukan dari persamaan 26 pada SNI 1726-2012. Dengan parameter C_t dan x diambil dari tabel 15 SNI 1726 2012, serta h_n merupakan total tinggi bangunan.

$$T_a = C_t h_n^x = 0,0466 \times 65,5^{0,9} = 2,01 \text{ detik}$$

Batas atas perioda struktur didapatkan dengan mengalikan nilai periode fundamental perkiraan dengan koefisien C_u . Berdasarkan nilai S_{D1} yang didapat dari perhitungan sebelumnya.

$$T = C_u \times T_a \rightarrow C_u \text{ (Tabel 14 SNI 1726-2012)}$$

$$C_u = 1,4$$

$$\text{Maka, } T = 1,4 \times 2,01 = 2,81$$

11. Perhitungan Gaya Dasar Seismik (V)

Data desain :

$$S_{DS} = 0,607$$

$$S_{D1} = 0,5$$

Faktor reduksi gempa, $R = 8$

Faktor keutamaan gempa, $I_e = 1$

Menurut SNI 1726-2012 ps. 7.8.1.1 koefisien Respon Seismik (C_s) ditentukan dengan perumusan berikut :

$$C_s = \frac{S_{DS}}{R / I_e} = \frac{0,607}{8/1} = 0,076$$

Dan C_s tidak lebih dari :

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e} \right)} = \frac{0,5}{2,01 \left(\frac{8}{1} \right)} = 0,031$$

Dan C_s tidak kurang dari :

$$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$C_s = 0,044 \times 0,607 \times 1 \geq 0,01$$

$$C_s = 0,027 \geq 0,01$$

Maka, nilai C_s diambil 0,031

Berdasarkan SNI 1726-2012 Ps. 7.8.1 penentuan gaya dasar seismik (V) dihitung berdasarkan persamaan 21 pada SNI 1726-2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini:

$$V = C_s \times W = 0,031 \times 15060867,815 \text{ kg} = 468518,698 \text{ kg}$$

12. Distribusi Vertikal Gaya Gempa

Gaya gempa lateral yang timbul pada semua tingkat harus ditentukan berdasarkan persamaan 30 pada SNI 1726-2012. Sebagaimana ditunjukkan pula pada rumus dibawah ini :

$$F_x = C_{vx} \times V$$

Dimana :

$$C_{vx} = \frac{w_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i h_i^k}$$

Untuk $T < 0,5$ s; maka nilai $k = 1$

$T > 2,5$ s; maka nilai $k = 2$

$0,5 \text{ s} < T < 2,5 \text{ s}$; maka nilai k diperoleh dengan cara interpolasi dari kedua nilai k di atas.

$T = 2,01$ detik, maka nilai k adalah :

$$k = 1 + \left(\frac{2,1 - 0,5}{2,5 - 0,5} (2 - 1) \right) = 1,755$$

Maka, besarnya distribusi beban geser akibat gempa dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Gaya Gempa (F_x) Pada Tiap Lantai

W_i	Lantai	Berat Struktur	h_i	$W_i \cdot h_i^k$	F_i
		(kg)	(kg)	(kgm)	(kg)
W_0	Basement 2	1600140.53	0	0	0
W_1	Basement 1	1640441.03	3	11274451	836.433
W_2	Lantai dasar	930946.05	6	21589001	1601.653
W_3	Lantai 2	724476.55	9.5	37626407	2791.442
W_4	Lantai 3	733805.55	13	66077599	4902.190
W_5	Lantai 4	714653.55	16.5	97776915	7253.911
W_6	Lantai 5	714653.55	20	137032112	10166.190

W ₇	Lantai 6	714653.55	23.5	181847585	13490.977
W ₈	Lantai 7	714653.55	27	232006379	17212.177
W ₉	Lantai 8	697517.55	30.5	280439180	20805.328
W ₁₀	Lantai 9	680381.55	34	330989560	24555.579
W ₁₁	Lantai 10	680381.55	37.5	393074321	29161.547
W ₁₂	Lantai 11	680381.55	41	459693291	34103.900
W ₁₃	Lantai 12	680381.55	44.5	530748082	39375.340
W ₁₄	Lantai 13	665261.55	48	592679903	43969.961
W ₁₅	Lantai 14	650141.55	51.5	655338027	48618.466
W ₁₆	Lantai 15	671988.99	55	760189185	56397.203
W ₁₇	Lantai 16	661156.59	58.5	833439201	61831.503
W ₁₈	Lantai 17	504851.40	62	704710534	52281.332
Berat Total		15060867.815	-	6315257282.752	468518.698
		15060.868	Ton		

13. Merencanakan Respon Spektrum

Kurva Respon Spektrum harus mengikuti ketentuan SNI 1726-2012 Pasal 6.4 dibawah ini :

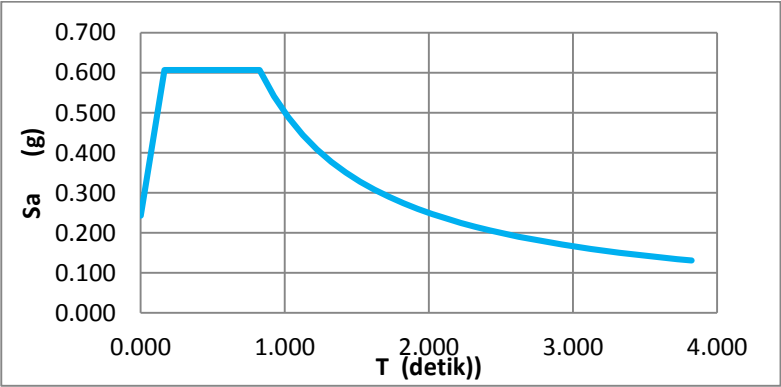
$$T_0 = \frac{0,2S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,5}{0,607} = 0,165 \text{ detik}$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,5}{0,607} = 0,824 \text{ detik}$$

Sehingga didapat kurva respon desain seperti pada gambar 4.17 dari nilai yang tercantum pada tabel 4.13.

Tabel 4.13 Spektrum Respons Percepatan Desain

T (detik)	T (detik)	S _a (g)	T (detik)	T (detik)	S _a (g)
0	0.000	0.243	T _s + 1,5	2.324	0.215
T ₀	0.165	0.607	T _s + 1,6	2.424	0.206
T _s	0.824	0.607	T _s + 1,7	2.524	0.198
T _s + 0,1	0.924	0.541	T _s + 1,8	2.624	0.191
T _s + 0,2	1.024	0.488	T _s + 1,9	2.724	0.184
T _s + 0,3	1.124	0.445	T _s + 2,0	2.824	0.177
T _s + 0,4	1.224	0.408	T _s + 2,1	2.924	0.171
T _s + 0,5	1.324	0.378	T _s + 2,2	3.024	0.165
T _s + 0,6	1.424	0.351	T _s + 2,3	3.124	0.160
T _s + 0,7	1.524	0.328	T _s + 2,4	3.224	0.155
T _s + 0,8	1.624	0.308	T _s + 2,5	3.324	0.150
T _s + 0,9	1.724	0.290	T _s + 2,6	3.424	0.146
T _s + 1,0	1.824	0.274	T _s + 2,7	3.524	0.142
T _s + 1,1	1.924	0.260	T _s + 2,8	3.624	0.138
T _s + 1,2	2.024	0.247	T _s + 2,9	3.724	0.134
T _s + 1,3	2.124	0.235	T _s + 3,0	3.824	0.131
T _s + 1,4	2.224	0.225			



Gambar 4.17 Kurva Respon Spektrum Desain

4.5 Kontrol Hasil Analisis Struktur

4.5.1 Kontrol Antara Berat Struktur Manual dengan SAP

Perhitungan berat sendiri gedung Hotel Premier Inn Surabaya pada masing-masing lantai sesuai tabel 4.14.

Tabel 4.14 Rekap Perhitungan Berat Struktur Bangunan Manual

W_i	Lantai	Berat Struktur	
		(kg)	
W_0	Basement 2	1600140.53	
W_1	Basement 1	1640441.03	
W_2	Lantai dasar	930946.05	
W_3	Lantai 2	724476.55	
W_4	Lantai 3	733805.55	
W_5	Lantai 4	714653.55	
W_6	Lantai 5	714653.55	
W_7	Lantai 6	714653.55	
W_8	Lantai 7	714653.55	
W_9	Lantai 8	697517.55	
W_{10}	Lantai 9	680381.55	
W_{11}	Lantai 10	680381.55	
W_{12}	Lantai 11	680381.55	
W_{13}	Lantai 12	680381.55	
W_{14}	Lantai 13	665261.55	
W_{15}	Lantai 14	650141.55	
W_{16}	Lantai 15	671988.99	
W_{17}	Lantai 16	661156.59	
W_{18}	Lantai 17	504851.40	
Berat Total		15060867.815	
		15060.868	Ton

Tabel 4.15 Output Base Reaction SAP 2000

TABLE: Base Reactions		
OutputCase	CaseType	GlobalFZ
Text	Text	Kgf
DEAD	LinStatic	11045487.6
LIVE	LinStatic	2985230.95
SUPER DEAD	LinStatic	1216421.3
Total		15247139.85
		15247.13985
		kg
		ton

Adapun perhitungan kontrol rasio antara berat total *base reaction* dengan berat total manual struktur yaitu :

$$\begin{aligned}
 \text{Rasio} &= \frac{\text{berat total manual struktur} - \text{berat total base reaction}}{\text{berat total manual struktur}} \times 100\% \\
 &= \frac{15247.13985 - 15060.868}{15247.13985} \times 100\% = 1,22 \text{ \% (OK)}
 \end{aligned}$$

4.5.2 Analisis Struktur Bangunan

Hasil analisa struktur perlu dikontrol dengan batasan – batasan yang telah ditetapkan pada SNI 1726:2012. Hal tersebut dilakukan untuk meninjau kelayakan struktur dalam memikul beban – beban yang bekerja. Berikut ini adalah kontrol – kontrol yang akan dilakukan terhadap hasil analisa struktur:

- Periode Struktur
- Kontrol Akhir *Base Reaction*
- Kontrol Partisipasi Massa
- Kontrol Simpangan Bangunan (*Drift*)
- Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

1. Kontrol Waktu Getar Alami

Periode struktur fundamental, T , dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan properti struktur dan

karakteristik deformasi elemen penahan dalam analisis yang teruji, untuk saat ini hal tersebut baru dapat didekati dengan menggunakan hasil analisis komputer. Menurut SNI 1726-2012 pasal 7.9.4.1, Periode fundamental struktur (T) yang digunakan:

- Jika $T_c > C_u \times T_a$ maka digunakan $T = C_u \times T_a$
- Jika $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka digunakan $T = T_c$
- Jika $T_c < T_a$ maka digunakan $T = T_a$

Dimana :

T_a = Periode Fundamental pendekatan

C_u = Koefisien untuk batas atas

T_c = Periode struktur yang dihitung dengan program analisis komputer.

Tabel 4.16 Nilai Periode Struktur (T) dari program SAP2000

TABLE: Modal Participating Mass Ratios			
OutputCase	StepType	StepNum	Period
Text	Text	Unitless	Sec
MODAL	Mode	1	2.227524
MODAL	Mode	2	1.946547
MODAL	Mode	3	1.879832
MODAL	Mode	4	0.721847
MODAL	Mode	5	0.644067
MODAL	Mode	6	0.620814
MODAL	Mode	7	0.399359
MODAL	Mode	8	0.366201
MODAL	Mode	9	0.347895
MODAL	Mode	10	0.266876
MODAL	Mode	11	0.247087
MODAL	Mode	12	0.192808
MODAL	Mode	13	0.189349
MODAL	Mode	14	0.168518
MODAL	Mode	15	0.144378
MODAL	Mode	16	0.124283
MODAL	Mode	17	0.098111
MODAL	Mode	18	0.077265
MODAL	Mode	19	0.04395
MODAL	Mode	20	0.037408

Pada perhitungan sebelumnya didapatkan perioda batasan atas sebesar $C_u \times T_a = 2,81 \text{ detik}$. Dari hasil analisis program SAP2000 didapat $T_c = 2,228 \text{ detik}$. Karena $T_a < T_c < C_u \times T_a$ maka periode fundamental struktur yang digunakan adalah $T = 2,228 \text{ detik}$.

2. Kontrol Akhir Base Reaction

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, nilai akhir $V_{dinamik}$ harus lebih besar sama dengan 85% V_{statik} . Maka persyaratan tersebut dapat dinyatakan sbb:

$$V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$$

Maka nilai akhir *base reaction respon spectrum* hasil analisis menggunakan program bantu analisis struktur dapat dilihat pada Tabel 4.17.

Tabel 4.17 Nilai Akhir Base Reaction

TABLE: Base Reactions					
OutputCase	CaseType	StepType	GlobalFX	GlobalFY	GlobalFZ
Text	Text	Text	Kgf	Kgf	Kgf
GEMPA X	LinRespSpec	Max	320286.38	107465.19	6118.95
GEMPA Y	LinRespSpec	Max	106229.94	302387.23	5169.49

Berdasarkan SNI 1726:2012 Pasal 7.9.4, gaya dasar (V) yang ditentukan dengan menggunakan persamaan 21 pada SNI 1726:2012 harus dihitung dalam masing-masing dua arah horisontal orthogonal dengan menggunakan perioda fundamental struktur dari hasil analisis struktur menggunakan komputer (T_c) seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.18.

Tabel 4.18 Gaya geser dasar (V) pada masing-masing arah

	$T_c \text{ (detik)}$	$V \text{ (kg)}$	$0,85 V \text{ (kg)}$
sumbu X	2.227524	468518.698	398240.893
sumbu Y	1.946547	468518.698	398240.893

Maka didapatkan kontrol akhir *base reaction* terhadap $0,85V_{statik}$ seperti diperlihatkan pada Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Kontrol *base reaction*

	$F_x (kg)$	$F_y (kg)$	Kontrol	
			F_x	F_y
V dinamik	320286.38		Tidak oke	
0.85 V statik	398240.893			
V dinamik		302387.23		Tidak oke
0.85 V statik		398240.89		

Sebagaimana yang diperlihatkan pada Tabel 4.19 karena kontrol akhir tidak memenuhi persyaratan $V_{dinamik} \geq 0,85V_{statik}$, maka spektra respon desain pada analisis struktur harus dikalikan faktor skala yang ditentukan dengan $0,85 V_{statik} / V_{dinamik}$ pada masing-masing arah, sehingga persyaratan $V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$ terpenuhi. Besarnya faktor skala tersebut diperlihatkan pada Tabel 4.20.

Tabel 4.20 Faktor Skala Gaya Gempa

	$F_x (kg)$	$F_y (kg)$	Faktor Skala	
			F_x	F_y
V dinamik	320286.38		1.3	
0.85 V statik	398240.893			
V dinamik		302387.23		1.3
0.85 V statik		398240.893		

Setelah diperoleh faktor skala masing-masing arah pembebanan, selanjutnya dilakukan analisis ulang dengan mengalikan faktor skala yang diperoleh diatas pada *scale factor respons spectra*. Kemudian diperoleh hasil yang diperlihatkan pada tabel 4.21.

Tabel 4.21 Kontrol akhir base reaction berdasarkan faktor skala

	$F_x (kg)$	$F_y (kg)$	Kontrol Akhir	
			F_x	F_y
V dinamik	436372.52		Oke	
0.85 V statik	398240.893			
V dinamik		420343		Oke
0.85 V statik		398240.89		

Berdasarkan tabel 4.21 setelah dilakukan analisis ulang maka gempa dinamik telah memenuhi persyaratan pada SNI 1726:2012 Ps. 7.9.4.

3. Kontrol Partisipasi Massa

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps. 7.9.1 bahwa analisis harus menyertakan jumlah ragam yang cukup untuk mendapatkan partisipasi massa ragam terkombinasi paling sedikit 90 % dari massa actual dalam masing-masing arah horizontal orthogonal dari respon yang ditinjau oleh model. Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil jumlah respon ragam yang diperlihatkan pada Tabel 4.22.

Tabel 4.22 Modal *Participating Mass Ratios*

TABLE: Modal Participating Mass Ratios					
OutputCase	StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
MODAL	Mode	1	2.227524	0.000007742	0.551
MODAL	Mode	2	1.946547	0.462	0.551
MODAL	Mode	3	1.879832	0.561	0.552
MODAL	Mode	4	0.721847	0.561	0.639
MODAL	Mode	5	0.644067	0.63	0.639
MODAL	Mode	6	0.620814	0.64	0.639
MODAL	Mode	7	0.399359	0.64	0.672
MODAL	Mode	8	0.366201	0.67	0.672
MODAL	Mode	9	0.347895	0.671	0.672
MODAL	Mode	10	0.266876	0.671	0.692
MODAL	Mode	11	0.247087	0.689	0.692

MODAL	Mode	12	0.192808	0.689	0.703
MODAL	Mode	13	0.189349	0.694	0.706
MODAL	Mode	14	0.168518	0.703	0.706
MODAL	Mode	15	0.144378	0.705	0.717
MODAL	Mode	16	0.124283	0.713	0.723
MODAL	Mode	17	0.098111	0.725	0.732
MODAL	Mode	18	0.077265	0.73	0.764
MODAL	Mode	19	0.04395	0.743	0.914
MODAL	Mode	20	0.037408	0.915	0.924

Dari tabel 4.22 didapatkan bahwa dalam penjumlahan respons ragam menghasilkan respons total telah mencapai 90% untuk arah X dan arah Y. Dengan demikian ketentuan menurut SNI 1726:2012 pasal 7.9.1 terpenuhi.

3. Kontrol Simpangan Bangunan (*Drift*)

Berdasarkan SNI 1726:2012 kontrol *drift* dan syarat drift harus ditentukan berdasarkan perumusan 34 pada SNI 1726:2012 Pasal 7.8.6 yaitu sebagai berikut :

$$\delta_x = \frac{C_d \delta_{xe}}{I}$$

Dimana :

δ_e = Defleksi pada lantai ke-x

C_d = Faktor pembesaran defleksi (5,0)

I = Faktor keutamaan gempa

Sedangkan untuk syarat simpangan antar lantai ijin pada SNI 1726:2012 Pasal 7.12.1, $\Delta s = 0,020hs_x$ dengan Δs merupakan selisih antara defleksi yang ditunjukkan pada analisis struktur, (δ_e) dengan defleksi akibat pembesaran, (δ).

Hasil dari kontrol simpangan pada analisis struktur Gedung Hotel Premier Inn Surabaya akibat gempa dinamik pada masing-masing arah diperlihatkan pada Tabel 4.23 untuk arah X dan Tabel 4.24 untuk arah Y.

Tabel 4.23 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah X

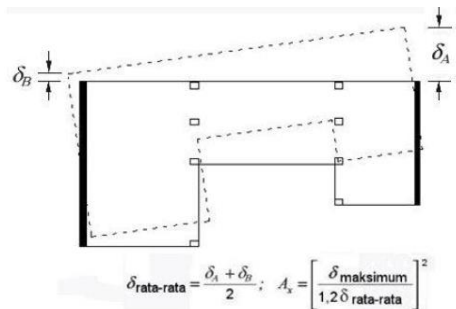
Lantai	Elevasi	Tinggi Lantai	Simpangan	Simpangan Diperbesar	Simpangan Antar Lantai	Simpangan Ijin Antar Lantai	KET
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
I	hi	hsx	δ_e	δ	Δ	Δa	
		$hi - (hi-1)$		$\delta_e \cdot Cd / I_e$	$\delta i - \delta(i-1)$	$0,02 \cdot h_{sx}$	
Lantai BS 2	-6	0	0.000	0.000	0.000	0	OK
Lantai BS 1	-3	3	0.029	0.160	0.160	60	OK
Lantai Dasar	0	3	0.117	0.644	0.484	60	OK
Lantai 2	3.5	3.5	2.108	11.594	10.951	70	OK
Lantai 3	7	3.5	5.621	30.916	19.322	70	OK
Lantai 4	10.5	3.5	9.987	54.929	24.013	70	OK
Lantai 5	14	3.5	14.660	80.630	25.702	70	OK
Lantai 6	17.5	3.5	19.343	106.387	25.757	70	OK
Lantai 7	21	3.5	23.899	131.445	25.058	70	OK
Lantai 8	24.5	3.5	28.269	155.480	24.035	70	OK
Lantai 9	28	3.5	32.549	179.020	23.540	70	OK
Lantai 10	31.5	3.5	36.522	200.871	21.852	70	OK
Lantai 11	35	3.5	40.175	220.963	20.092	70	OK
Lantai 12	38.5	3.5	43.491	239.201	18.238	70	OK
Lantai 13	42	3.5	46.463	255.547	16.346	70	OK
Lantai 14	45.5	3.5	49.181	270.496	14.949	70	OK
Lantai 15	49	3.5	51.416	282.788	12.293	70	OK
Lantai 16	52.5	3.5	53.245	292.848	10.060	70	OK
Lantai 17	56	3.5	54.651	300.581	7.733	70	OK
Lantai 18	59.5	3.5	54.446	299.453	1.128	70	OK

Tabel 4.24 Kontrol Kinerja Batas Struktur Akibat Beban Gempa Arah Y

Lantai	Elevasi	Tinggi Lantai	Simpangan	Simpangan Diperbesar	Simpangan Antar Lantai	Simpangan Ijin Antar Lantai	KET.
	(m)	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	
I	hi	hsx	δe	δ	Δ	Δa	
		hi-(hi-1)		$\delta e \cdot Cd / Ie$	$\delta i - \delta(i-1)$	$0,02 \cdot h_{sx}$	
Lantai BS 2	-6	0	0.000	0.000	0.000	0	OK
Lantai BS 1	-3	3	0.052	0.286	0.286	60	OK
Lantai Dasar	0	3	0.205	1.128	0.842	60	OK
Lantai 2	3.5	3.5	2.407	13.239	12.111	70	OK
Lantai 3	7	3.5	6.417	35.294	22.055	70	OK
Lantai 4	10.5	3.5	11.519	63.355	28.061	70	OK
Lantai 5	14	3.5	17.148	94.314	30.960	70	OK
Lantai 6	17.5	3.5	22.934	126.137	31.823	70	OK
Lantai 7	21	3.5	28.694	157.817	31.680	70	OK
Lantai 8	24.5	3.5	34.343	188.887	31.070	70	OK
Lantai 9	28	3.5	39.950	219.725	30.839	70	OK
Lantai 10	31.5	3.5	45.313	249.222	29.497	70	OK
Lantai 11	35	3.5	50.414	277.277	28.056	70	OK
Lantai 12	38.5	3.5	55.228	303.754	26.477	70	OK
Lantai 13	42	3.5	59.733	328.532	24.778	70	OK
Lantai 14	45.5	3.5	63.983	351.907	23.375	70	OK
Lantai 15	49	3.5	67.724	372.482	20.576	70	OK
Lantai 16	52.5	3.5	70.964	390.302	17.820	70	OK
Lantai 17	56	3.5	73.795	405.873	15.571	70	OK
Lantai 18	59.5	3.5	77.152	424.336	18.464	70	OK

3. Pembesaran Momen Torsi Tak Terduga

Berdasarkan SNI 1726:2012 Ps. 7.8.4.3 menyebutkan struktur yang dirancang untuk kategori desain seismik C, D, E atau F, dimana ketidakberaturan torsi tipe 1a atau 1b terjadi seperti didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726:2012 harus mempunyai pengaruh yang diperhitungkan. Karena struktur Gedung Hotel Premier Inn Surabaya yang termasuk dalam kategori desain sesimik D maka diperlukan kontrol terlebih dahulu terhadap ketidakberaturan torsi 1a atau 1b seperti yang didefinisikan dalam Tabel 10 SNI 1726:2012. Ilustrasi dari uraian diatas diperlihatkan pada Gambar 4.18.



Gambar 4.18 Pembesaran torsi tak terduga (Ax)

Dimana :

δ_A atau δ_{max} dan δ_B dihitung berdasarkan simpangan akibat beban spektra.

Berdasarkan SNI 1726:2012 Tabel 10 struktur dikategorikan ketidakberaturan torsi 1a dan 1b bila ketentuan dibawah ini terpenuhi :

$\delta_{max} < 1,2\delta_{avg}$ → Tanpa Ketidakberaturan Torsi

$1,2\delta_{avg} \leq \delta_{max} \leq 1,4\delta_{avg}$ → Ketidakberaturan Torsi 1a

$\delta_{max} > 1,4\delta_{avg}$ → Ketidakberaturan Torsi 1b

Berdasarkan uraian tersebut didapatkan hasil *point displacement* yang diperlihatkan pada Tabel 4.25 untuk arah X dan Tabel 4.26 untuk arah Y

Tabel 4.25 *Joint displacement* akibat beban spectra arah X

Story	δ_{max} (mm)	δ_{min} (mm)	δ_{avg} (mm)	$1,2 \cdot \delta_{avg}$ (mm)	Ax	Kontrol Torsi
Lantai BS 1	0.0300	0.0300	0.0300	0.0360	0.694	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai Dasar	0.1170	0.1170	0.1170	0.1404	0.694	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	2.1080	2.0850	2.0965	2.5158	0.702	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	5.6210	5.5430	5.5820	6.6984	0.704	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	9.9870	9.8190	9.9030	11.8836	0.706	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	14.6600	14.3660	14.5130	17.4156	0.709	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	19.3430	18.8940	19.1185	22.9422	0.711	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	23.8990	23.2700	23.5845	28.3014	0.713	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	28.2690	27.4390	27.8540	33.4248	0.715	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	32.5490	31.4960	32.0225	38.4270	0.717	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	36.5220	35.2250	35.8735	43.0482	0.720	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 11	40.1750	38.6150	39.3950	47.2740	0.722	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 12	43.4910	41.6530	42.5720	51.0864	0.725	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 13	46.4630	44.3330	45.3980	54.4776	0.727	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 14	49.1810	46.7470	47.9640	57.5568	0.730	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 15	51.4160	48.6530	50.0345	60.0414	0.733	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 16	53.2450	50.0700	51.6575	61.9890	0.738	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 17	54.6510	50.9750	52.8130	63.3756	0.744	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 18	54.4460	50.7010	52.5735	63.0882	0.745	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

Tabel 4.26 Joint displacement akibat beban spectra arah Y

Story	δ_{\max} (mm)	δ_{\min} (mm)	δ_{avg} (mm)	$1,2 \cdot \delta_{\text{avg}}$ (mm)	Ax	Kontrol Torsi
Lantai BS 1	0.0510	0.0520	0.0515	0.0618	0.681	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai Dasar	0.2030	0.2050	0.2040	0.2448	0.688	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 2	2.4070	2.2590	2.3330	2.7996	0.739	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 3	6.4170	5.9680	6.1925	7.4310	0.746	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 4	11.5190	10.6380	11.0785	13.2942	0.751	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 5	17.1480	15.6860	16.4170	19.7004	0.758	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 6	22.9340	20.7550	21.8445	26.2134	0.765	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 7	28.6940	25.6790	27.1865	32.6238	0.774	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 8	34.3430	30.3910	32.3670	38.8404	0.782	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 9	39.9500	34.9620	37.4560	44.9472	0.790	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 10	45.3130	39.1870	42.2500	50.7000	0.799	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 11	50.4140	43.0610	46.7375	56.0850	0.808	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 12	55.2280	46.5760	50.9020	61.0824	0.817	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 13	59.7330	49.7350	54.7340	65.6808	0.827	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 14	63.9830	52.6120	58.2975	69.9570	0.837	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 15	67.7240	54.9550	61.3395	73.6074	0.847	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 16	70.9640	56.7650	63.8645	76.6374	0.857	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 17	73.7950	57.9990	65.8970	79.0764	0.871	Tanpa Ketidakberaturan Torsi
Lantai 18	77.1520	58.5550	67.8535	81.4242	0.898	Tanpa Ketidakberaturan Torsi

4.6 Perencanaan Balok Prategang

Beton prategang yang direncanakan menggunakan sistem pascatarik atau *Post-tension*. Yang mana gaya prategang diberikan setelah beton mengeras, kemudian dilakukan pengangkuran dikedua ujung balok.

Data dan Perencanaan

Dimensi balok prategang pada dua tumpuan sederhana direncanakan sebagai berikut, untuk balok prategang diambil 60-80 % dari tinggi balok tumpuan sederhana (Ty Lin) yang direncanakan sebagai berikut :

$$h = \frac{L}{16} \times 80\% = \frac{1225}{16} \times 0,8 = 61,25 \text{ cm} = 65 \text{ cm}$$

$$b = \frac{2h}{3} = \frac{2 \times 65}{3} = 43,33 \text{ cm} \approx 45 \text{ cm}$$

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 50 \text{ MPa} \rightarrow \beta_1 = 0,69$$

$$\text{Modulus Elastisitas } (E_c) = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$\text{Dimensi Balok} = 45/65 \text{ cm}$$

Dimensi Penampang

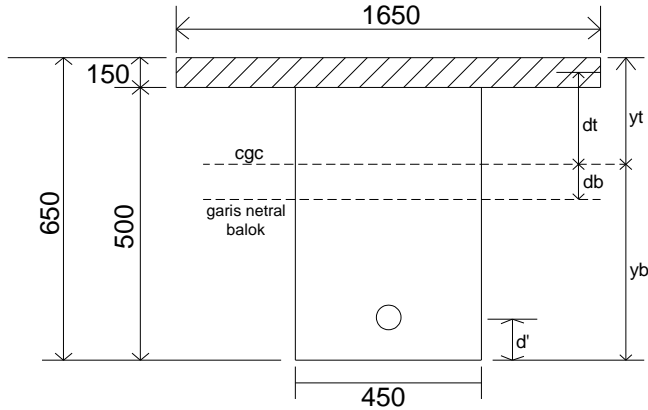
Lebar efektif diambil terkecil dari :

$$b_{e1} = \frac{1}{4} \times Lx = \frac{1}{4} \times 12250 = 3062,5 \text{ mm}$$

$$b_{e2} = b_w + 8t = 450 + (8 \times 150) = 1650 \text{ mm} \text{ (menentukan)}$$

$$b_{e3} = \frac{1}{2} \times (Lx - b_w) = \frac{1}{2} \times (12250 - 450) = 5900 \text{ mm}$$

Dipakai $b_e = 1650 \text{ mm}$



Gambar 4.19 Penampang Balok Prategang

Sesuai SNI 2847-2013 Pasal. 8.5.1, maka nilai modulus elastisitas beton untuk masing – masing pelat dan balok adalah sebagai berikut,

$$E_c \text{ pelat} = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$E_c \text{ balok} = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

$$n = \frac{E_c \text{ balok}}{E_c \text{ pelat}} = \frac{33234,02}{33234,02} = 1$$

$$b_e = \frac{1650}{1} = 1650 \text{ mm} = 165 \text{ cm}$$

Sehingga penampang balok prategang adalah :

$$A_{\text{pelat}} = 15 \times 165 = 2475 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{balok}} = 45 \times 50 = \underline{2250 \text{ cm}^2} +$$

$$A_{\text{total}} = 4725 \text{ cm}^2$$

Garis netral pada penampang balok prategang :

$$y_t = \frac{\left[\left(2475 \times \frac{15}{2} \right) + (2250 \times (25 + 15)) \right]}{4725} = 22,98 \text{ cm}$$

$$y_b = (50 + 15) - y_t = 42,02 \text{ cm}$$

$$d_t = y_t - \frac{15}{2} = 15,48 \text{ cm}$$

$$d_b = y_b - \frac{45}{2} = 17,02 \text{ cm}$$

Setelah didapat data-data diatas diperlukan nilai batasan letak kabel tendon yang hendak dipasang sebagai daerah limit kabel. Tendon dipasang pada daerah beton mengalami tekan dimana daerah tersebut dibatasi oleh nilai dan wilayah kern pada penampang balok. Dimana:

$$\begin{aligned} I_c &= \frac{1}{12} b h^3 + (A_{balok} \times d_b^2) + \frac{1}{12} b_e t^3 + A_{pelat} \times d_t^2 \\ &= \frac{1}{12} 45 \times 50^3 + (2250 \times 17,02^2) + \frac{1}{12} 165 \times 15^3 + 2475 \times 15,48^2 \\ &= 1760022,39 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$W_t = \frac{I_c}{y_t} = \frac{1760022,39}{22,98} = 76589,31 \text{ cm}^3$$

$$W_b = \frac{I_c}{y_b} = \frac{1760022,39}{42,02} = 41885,35 \text{ cm}^3$$

$$K_t = \frac{W_b}{A_{total}} = \frac{41885,35}{4725} = 8,87 \text{ cm}$$

$$K_b = \frac{W_t}{A_{total}} = \frac{76589,31}{4200} = 16,21 \text{ cm}$$

Keterangan :

K_T = Kern Atas

K_B = Kern Bawah

Tegangan Ijin

Untuk mendapatkan nilai kuat tekan beton pada saat beton belum keras, maka digunakan kuat tekan beton pada umur 14 hari, dimana menurut *PBI'71 tabel 4.1.4* nilainya sebagai berikut,

$$f_{ci}' \text{ (curing 14 hari)} = 0,9 \times 50 = 45 \text{ MPa}$$

- Tegangan ijin beton sesaat sesudah penyaluran gaya prategang (saat *jacking*) sesuai *SNI 7833-2012 Ps. 6.4.1*:

- Tegangan tekan : $f_{ci} = 0,60 f_{ci}'$

$$f_{ci} = 0,60 \times 45 = 27 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik : $f_{ti} = \frac{1}{4} \times \sqrt{f_{ci}'}$

$$f_{ti} = \frac{1}{4} \times \sqrt{45} = 1,68 \text{ MPa}$$

- Tegangan ijin beton sesaat sesudah kehilangan prategang (saat beban bekerja) sesuai *SNI 7833-2012 Ps. 6.4.2* :

- Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban tetap :

$$f_c = 0,45 f_{ci}'$$

$$f_c = 0,45 \times 50 = 22,5 \text{ MPa}$$

- Tegangan tekan akibat prategang ditambah beban total:

$$f_c = 0,6 f_{ci}'$$

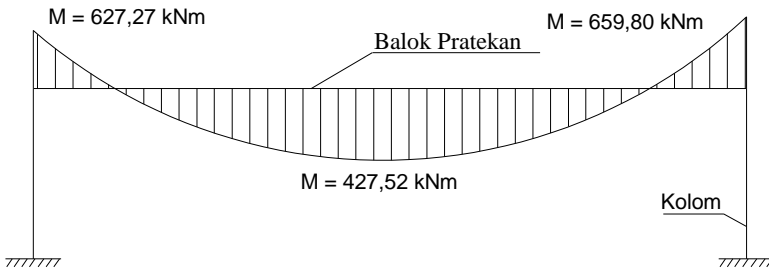
$$f_c = 0,6 \times 50 = 30 \text{ MPa}$$

- Tegangan tarik : $f_t = \frac{1}{2} \times \sqrt{f_{ci}'}$

$$f_t = \frac{1}{2} \times \sqrt{50} = 3,54 \text{ MPa}$$

4.6.1 Momen Pada Balok Prategang

Beban-beban untuk desain balok prategang terdiri dari berat sendiri balok, berat sendiri pelat ditambah komponen komponen yang berada di atas pelat (pelat atap karena letak balok prategang berada paling atas), selain itu terdapat pula beban akibat balok anak. Beban hidup yang bekerja dihitung sebesar $0,96 \text{ kN/m}^2$ pada tiap luasan pelat yang mampu menampung beban hidup yang terjadi, sehingga didapat momen sebagai berikut :



Gambar 4.20 Momen Pada Balok Prategang

Dari analisa hasil SAP2000 dengan kombinasi pembebanan 1D + 1L didapat momen pada balok prategang seperti pada gambar di atas dimana terdapat momen negatif pada ujung ujung tumpuan dan momen positif pada tengah bentang. Pada ujung tumpuan besarnya momen negatif yang terjadi adalah sebesar $-627,27 \text{ kNm}$ dan $-659,80 \text{ kNm}$ sedangkan pada daerah lapangan terdapat momen positif sebesar $427,52 \text{ kNm}$

4.6.2 Daerah Limit Kabel dan Gaya Awal Prategang

Setelah didapat momen pada balok prategang, momen tersebut digunakan untuk mendesain gaya prategang awal yang hendak direncanakan. Jika selisih momen pada tengah bentang dengan momen lapangan kurang lebih 10% maka pemilihan momen maksimum boleh menggunakan momen negatif pada tumpuan. Nilai momen pada balok dapat dilihat bahwa selisih

momen tumpuan dan lapangan lebih dari 10% sehingga diambil nilai momen tengah bentang untuk batasan desain pendahuluan.

Desain Pendahuluan

Desain pendahuluan dilakukan untuk mengetahui batasan dari nilai gaya prategang yang hendak digunakan. Desain ini dihitung sesuai desain pendahuluan (*Lin and Burn 1996 subbab 6-1*). Momen yang digunakan dipilih momen lapangan dengan kombinasi beban 1D + 1L sehingga didapat besar momen untuk desain pendahuluan sebesar 427,52 kNm

$$F = \frac{M_T}{0,65h} = \frac{427,52}{0,65 \times 0,65} = 1011,88 \text{ kN}$$

Di coba gaya sebesar : $F_o = 3000 \text{ kN}$
 $F_{eff} = 2400 \text{ kN}$ (asumsi 80% F_o)

Daerah Limit Kabel

Daerah limit kabel selain dibatasi oleh kern pada balok juga dibatasi oleh nilai a_{min} dan a_{max} yang didapat dari perhitungan berikut :

$$a_{max} = \frac{M_T}{F_{eff}} = \frac{427,52}{2400} = 0,178 \text{ m} = 17,8 \text{ cm}$$

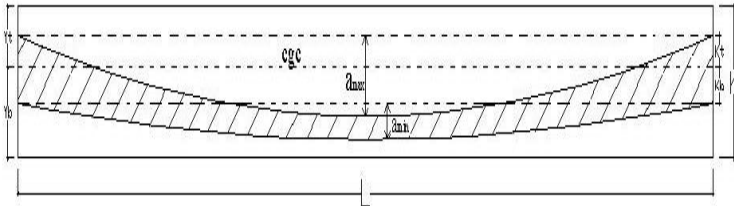
$$\begin{aligned} d' &= \text{decking} + \text{Sengkang} + \left(\frac{1}{2} D_{lentur} \right) \\ &= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + \left(\frac{1}{2} \times 22 \text{ mm} \right) = 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Syarat :

$$\begin{aligned} a_{max} &\leq (y_b + k_t - d') = (42,02 + 8,87 - 6,4) = 44,49 \text{ cm} \\ 17,8 &< 44,49 \dots\dots\dots(\text{Oke}) \end{aligned}$$

$$a_{min} = \frac{M_D}{F_o} = \frac{232,85}{3000} = 0,078 \text{ m} = 7,8 \text{ cm}$$

Nilai perhitungan analisa diatas dapat dilihat pada gambar dibawah ini mengenai batasan daerah dimana letak kabel dapat atau boleh ditempatkan



Gambar 4.21 Daerah Limit Kabel

Pemilihan letak tendon harus berada pada range daerah limit kabel sesuai gambar skema di atas, selain itu pemilihan letak tendon juga harus memperhatikan tebal *decking* yang disyaratkan oleh SNI yaitu minimal 4 cm sehingga untuk daerah lapangan :

$$a_{\max} - K_T < e_o \text{ lapangan} < K_B + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

dimana selisih syarat didapat dengan nilai :

$a_{\min} - (\text{syarat } a_{\min})$ dengan $(\text{syarat } a_{\min})$ sebesar $(y_b - K_b - d')$ agar terpenuhi syarat minimum decking sebesar 4 cm, jadi

$$\text{selisih syarat} : 7,8 - (42,02 - 16,21 - 6,4) = -11,63 \text{ cm}$$

sehingga,

$$a_{\max} - K_t < e_o \text{ lapangan} < K_b + a_{\min} - \text{selisih syarat}$$

$$17,8 - 8,87 < e_o \text{ lapangan} < 16,21 + 7,8 - (-11,63)$$

$$8,93 \text{ cm} < 25 \text{ cm} < 35,64 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ tumpuan} < K_t = 8,87 \text{ cm}$$

$$e_o \text{ lapangan} = 250 \text{ mm (terletak di bawah cgc)}$$

$$e_o \text{ tumpuan} = 100 \text{ mm (atas cgc)}$$

Kontrol Tegangan

Tegangan pada setiap tahap pelaksanaan harus dicek dahulu agar memenuhi syarat tegangan ijin tarik maupun tekan pada saat beban segera setelah peralihan ataupun pada saat beban kerja sudah bekerja ditambah dengan beban-beban mati tambahan lainnya (tegangan ijin sesaat setelah penyaluran gaya prategang dan setelah kehilangan prategang). Pengecekan ini dilakukan untuk

mengetahui apakah tendon terpasang memiliki tegangan yang sesuai dengan kapasitas tegangan ijin beton dalam memikul momen yang terjadi.

Momen-Momen :

Akibat berat sendiri balok (SAP2000) :

$$M_D = 178,70 \text{ kNm} = 178700000 \text{ Nmm}$$

Akibat berat sendiri dan berat tambahan (SAP2000) :

$$M_{SD} = 232,85 \text{ kNm} = 232850000 \text{ Nmm}$$

Akibat beban mati dan beban hidup (SAP2000) :

$$M_T = 427,52 \text{ kNm} = 427520000 \text{ Nmm}$$

Kontrol tegangan pada saat transfer

• Serat Atas

$$f^t = -\frac{F}{A} + \frac{F \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{3000000}{472500} + \frac{3000000 \times 250}{76589,31 \times 10^3} - \frac{178700000}{76589,31 \times 10^3}$$

$$f^t = 1,11 \text{ MPa} < 1,68 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

• Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F}{A} - \frac{F \times e}{W_b} + \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{3000000}{472500} - \frac{3000000 \times 250}{41885,35 \times 10^3} + \frac{178700000}{41885,35 \times 10^3}$$

$$f_b = -19,99 \text{ MPa} < -27 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

Kontrol tegangan efektif sesudah kehilangan

• Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_D}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2400000}{472500} + \frac{2400000 \times 250}{76589,31 \times 10^3} - \frac{178700000}{76589,31 \times 10^3}$$

$$f^t = 0,42 \text{ MPa} < 1,68 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

- Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_D}{W_b}$$

$$f_b = -\frac{2400000}{472500} - \frac{2400000 \times 250}{41885,35 \times 10^3} + \frac{178700000}{41885,35 \times 10^3}$$

$$f_b = -15,14 \text{ MPa} < -22,5 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

Kontrol tegangan akhir pada kondisi beban kerja

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2400000}{472500} + \frac{2400000 \times 250}{76589,31 \times 10^3} - \frac{427520000}{76589,31 \times 10^3}$$

$$f^t = -2,83 \text{ MPa} < -30 \text{ MPa} \dots \text{ (Oke)}$$

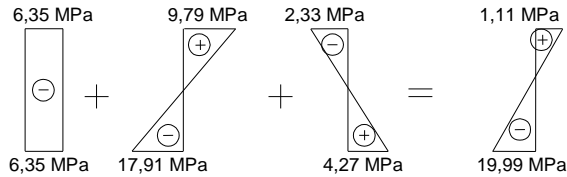
- Serat Bawah

$$f_b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

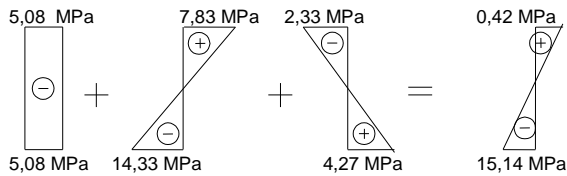
$$f_b = -\frac{2400000}{472500} - \frac{2400000 \times 250}{41885,35 \times 10^3} + \frac{427520000}{41885,35 \times 10^3}$$

$$f_b = -9,2 \text{ MPa} < -30 \text{ MPa} \dots \text{(Oke)}$$

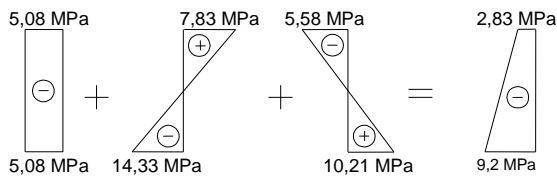
Tegangan yang terjadi tersebut dapat digambarkan sebagai berikut :



Gambar 4.22 Diagram Tegangan Saat Transfer



Gambar 4.23 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan



Gambar 4.24 Diagram Tegangan pada saat beban kerja

4.6.3 Penentuan Jumlah Strand

Dari gaya prategang yang telah ditentukan dengan tegangan sesuai dengan tegangan ijin maka penentuan jumlah strand kabel dapat dilakukan. Adapun data data strand kabel diambil dari tabel VSL sebagai berikut:

- Menggunakan data dari tabel prestressing strand – 7 wire, uncoated ASTM A416 untuk post tensioning
- Nominal diameter : 12,7 mm
- Luas nominal area kawat : 100,1 mm²
- Minimal breaking load : 184 kN

Penggunaan kabel strand untuk tendon prategang diatur dalam SNI 2847-2013 pasal 18.5.1 tentang tegangan ijin untuk baja prategang dimana tegangan akibat gaya pengangkutan tendon diambil nilai terkecil antara $0,94f_{py}$, $0,80f_{pu}$ dan $0,70f_{pu}$ dimana nilai f_{pu} dan f_{py} dapat dihitung sebagai berikut :

- f_{pu} = minimum breaking load : luasan strand
minimum breaking load = 184 kN = 184000 N, sehingga

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{184000}{100,1} = 1838,16 \text{ MPa}$$

nilai f_{py} diambil $0,9 f_{pu}$ untuk tendon *low relaxation* strand (ACI 318-08 R.18.5.1)

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,16 = 1654,34 \text{ MPa}$$

Keterangan :

- f_{pu} = kekuatan tarik baja prategang yang disyaratkan, MPa
 f_{py} = kekuatan leleh baja prategang yang disyaratkan, MPa

Didapat tegangan ijin tendon :

- $0,94f_{py} = 0,94 \times 1654,34 = 1555,08 \text{ MPa}$
- $0,80f_{pu} = 0,80 \times 1838,16 = 1470,53 \text{ MPa}$
- $0,70f_{pu} = 0,70 \times 1838,16 = 1286,71 \text{ MPa}$

Diambil nilai terkecil diantara ketiganya yaitu $1286,71 \text{ MPa} = f_{st}$

Dengan nilai tegangan ijin tendon yang didapat, dapat dihitung jumlah luasan strand yang dibutuhkan untuk menghasilkan gaya prategang $F = 3000000 \text{ N}$ yang diinginkan.

$$A_{ps} = \frac{F}{f_{st}} = \frac{3000000}{128671} = 2331,53 \text{ mm}^2$$

Jumlah Strand :

$$n = \frac{A_{ps}}{A_s} = \frac{2331,53}{100,1} = 23,29 = 24 \text{ buah}$$

Dari tabel prestressed strand ASTM A416 digunakan *strand* berjumlah 24 buah, dengan tipe tendon (5-27) satu buah.

4.6.4 Perhitungan Kehilangan Prategang

Gaya prategang awal yang diberikan ke elemen beton mengalami proses reduksi yang progresif, reduksi yang mengurangi besarnya gaya prategang awal disebut sebagai kehilangan prategang dimana kehilangan prategang yang terjadi sesuai dengan tahapan tahapan kondisi beban kerja. Gaya prategang yang telah dikurangi oleh reduksi akibat kehilangan prategang disebut sebagai gaya prategang efektif. Reduksi gaya prategang dapat dikelompokkan menjadi dua yaitu :

- Kehilangan elastis segera (kehilangan langsung)
Kehilangan secara langsung terdiri dari :
 1. Kehilangan perpendekan elastis
 2. Kehilangan akibat pengankuran
 3. Kehilangan akibat gesekan (Woble efek)
 4. Kehilangan akibat kekangan kolom
- Kehilangan yang bergantung pada waktu (kehilangan tidak langsung)
adapun macam kehilangan tidak langsung adalah sebagai berikut:
 1. Kehilangan akibat susut
 2. Kehilangan akibat rangkai
 3. Kehilangan akibat relaksasi baja

4.6.4.1 Kehilangan Prategang Langsung

Kehilangan prategang langsung seperti yang dijabarkan pada sebelumnya yang terdiri dari perpendekan elastis, slip pengangkuran dan *woble efect*, akan dibahas lebih rinci pada subbab ini.

1. Kehilangan Akibat Perpendekan Elastis

Di balok pascatarik, kehilangan akibat perpendekan elastis bervariasi dari nol jika semua tendon didongkrak secara simultan, hingga setengah dari nilai yang dihitung pada kasus pratarik dengan beberapa pendongkrak sekuensial digunakan, seperti pendongkrakan dua tendon sekaligus. Karena hanya ada satu tendon dan dongkrak ditarik secara simultan, maka perpendekan elastis akan berpresipitasi selama pendongkrakan. Dengan demikian, tidak terjadi kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis ditendon. Jadi, $\Delta f_{pES} = 0$

Persentase kehilangan prategang akibat perpendekan elastis adalah :

$$\% = \frac{0}{1286,71} \times 100\% = 0 \%$$

2. Kehilangan Akibat gesekan dan *Wobble Effect*

Kehilangan prategang akibat gesekan terjadi di antara tendon dan bahan-bahan disekelilingnya. Besarnya kehilangan ini merupakan fungsi dari alinyemen tendon yang disebut sebagai efek kelengkungan dan deviasi lokal dalam alinyemen yang disebut efek tendon yang biasa disebut sebagai *woble efect*. Pada saat tendon ditarik dengan gaya F_o di ujung pendongkrakan, maka tendon tersebut akan mengalami gesekan sehingga tegangan pada tendon akan bervariasi dari bidang pendongkrakan ke jarak L di sepanjang bentang. Sedangkan, efek *Wobble* mengakibatkan gesekan antara beton dan tendon baja yang dapat menyebabkan kehilangan oleh ketidaksempurnaan dalam alinyemen di sepanjang tendon.

Besarnya nilai kehilangan tersebut dapat dihitung sebagai berikut :

$$F_2 = F_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

Atau jika dinyatakan dengan tegangan :

$$f_2 = f_1 \times e^{-((\mu \times \alpha) + (K \times L))}$$

$$\Delta f_{pF} = f_1 - f_2 = f_1 (1 - e^{-(\mu \alpha + KL)})$$

Nilai sudut kelengkungan dengan asumsi bahwa tendon parabolik mendekati bentuk busur lingkaran didapat dengan rumus sebagai berikut :

$$\alpha = \frac{8f}{L} \text{ dengan } f \text{ adalah panjang fokus tendon (dari cgs)}$$

$$\alpha = \frac{8 \times 250}{12250} = 0,163 \text{ rad}$$

$$f_1 = \frac{P_i}{A_{ps}} = \frac{3000000}{2331,53} = 1286,71 \text{ MPa}$$

Sedangkan nilai K dan μ didapat dari Tabel 4 SNI 2847-2013 tentang friksi dan *woble effect*, untuk kawat strand dengan untaian 7 kawat didapat nilai K = 0,0016-0,0066 diambil K = 0,0016/m dan μ = 0,15-0,25 diambil μ = 0,15. Sehingga nilai kehilangan akibat friksi adalah sebagai berikut:

$$\Delta f_{pF} = f_1 (1 - e^{-\mu \alpha + KL})$$

$$\Delta f_{pF} = 1286,71 \times (1 - e^{-((0,15 \times 0,163) + (0,0016 \times 12,25))})$$

$$= 55,45 \text{ MPa}$$

Persentase kehilangan prategang akibat gesekan dan *wobble effect* adalah :

$$\% = \frac{55,45}{1286,71} \times 100 = 4,31 \%$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang akibat *wobble* efek adalah sebesar 55,45 MPa.

3. Kehilangan Akibat Slip Angkur

Kehilangan ini terjadi pada saat tendon ditarik sampai nilai gaya prategang penuh kemudian dongkrak dilepas sehingga gaya prategang teralihkan ke angkur. Pada metode pascatarik setelah pemberian gaya prategang dan dongkrak dilepas gaya *jacking* dialihkan ke angkur. Perlengkapan dalam angkur yang mengalami tegangan pada saat peralihan cenderung mengalami deformasi, sehingga tendon dapat tergelincir sedikit.

Besarnya nilai kehilangan prategang akibat slip angkur dapat dihitung dengan perumusan berikut :

$$\Delta f_{pA} = 2f_{st} \times \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right) \times x$$

$$X = \sqrt{\frac{E_{ps} \times g}{f_{pi} \left(\frac{\mu \times \alpha}{L} + K \right)}} < \frac{L}{2}$$

Dimana :

E_{ps} = modulus elastisitas baja prategang = 1971684 MPa

g = diasumsikan 0,08 cm = 0,8 mm

Dari perhitungan sebelumnya didapat $f_{pi} = f_{st} = 1286,71 \text{ MPa}$

Maka didapat nilai X sebesar :

$$X = \sqrt{\frac{197168,4 \times 0,8}{1286,71 \times \left(\frac{0,15 \times 0,163}{12250} + 0,0000016 \right)}} < \frac{12250}{2}$$

$$= 5838,73 \text{ mm} < 6125 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Oke})$$

Karena pengaruh tegangan belum mencapai tengah bentang, maka kehilangan tegangan tidak terjadi pada tengah bentang. Sehingga,

$$\Delta f_{pA} = 0$$

Persentase kehilangan prategang akibat slip angkur adalah :

$$\% = \frac{0}{1286,71} \times 100\% = 0\%$$

4. Kehilangan Akibat Kekangan Kolom

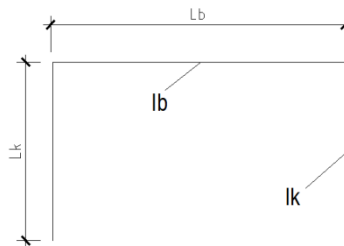
Konstruksi beton prategang dengan desain cor monolit perlu diperhitungkan kehilangan prategang akibat kekangan kolom. Hal ini dapat terjadi karena saat dilakukan jacking beton terkekang oleh kekakuan kolom, gaya perlawanan yang diberikan oleh kolom menahan reaksi perpendekan beton akibat gaya jacking yang terjadi. Gaya perlawanan kolom ini menyebabkan berkurangnya gaya prategang karena sebagian gaya prategang digunakan untuk mengatasi perlawanan gaya kolom.

Semakin kaku komponen kolom yang mengekang balok prategang maka semakin besar gaya prategang yang hilang untuk melawan kolom agar mengikuti lenturan balok akibat gaya jacking hal ini juga menyebabkan semakin besarnya momen yang diterima kolom sebagai kontribusi dari jacking yang terjadi, demikian pula jika kolom didisain tidak kaku maka semakin kecil gaya kehilangan prategang balok akibat kekangan dan semakin kecil momen yang diterima kolom akibat gaya jacking yang terjadi.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom mengacu pada buku “prestressed Concrete Designer’s Handbook oleh P.W Abeles, B.K. Bardhan Roy dan F.H Turner pada tahun 1976.

Perhitungan kehilangan prategang akibat kekangan kolom di pengaruhi beberapa beban yang terjadi pada balok prategang sebagai berikut :

- Perhitungan distribusi momen akibat beban perpendekan elastis 1 cm.



Gambar 4.25 Portal dengan Balok Prategang

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{l_k \times I_b}{l_b \times I_k}$$

Dimana :

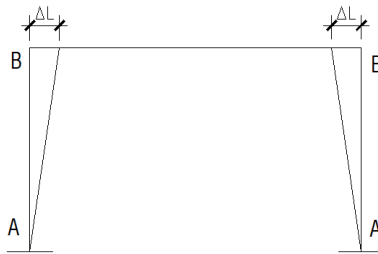
$$l_k = \text{tinggi kolom} = 3500 \text{ mm}$$

$$l_b = \text{bentang balok prategang} = 12250 \text{ mm}$$

$$I_b = \text{momen inersia dari balok} = 17600224000 \text{ mm}^4$$

$$I_k = \text{momen inersia dari kolom} = 20008330000 \text{ mm}^4$$

$$k = \frac{K_b}{K_k} = \frac{3500 \times 17600224000}{12250 \times 20008330000} = 0,251$$



Gambar 4.26 Perpendekan Kolom

- Perhitungan momen akibat perpendekan kolom $\varepsilon_{BB} = \Delta l / l$ yang diakibatkan perpendekan, susut dan rangkai.

$$M_A = \frac{3 \times (k + 1)}{k \times (k + 2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'}$$

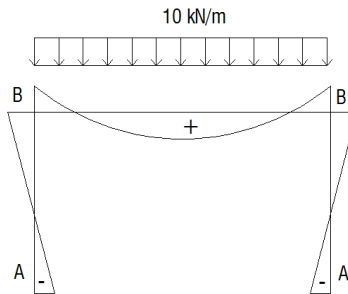
=

$$\frac{3 \times (0,251 + 1)}{0,251 \times (0,251 + 2)} \times \frac{33234,02 \times 17600224000}{3500} \times 2,24 \times 10^{-3}$$

$$= 2486625563 \text{ Nmm} = 2486,63 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 M_B &= \frac{3}{(k+2)} \times \frac{Ec \times I_b}{l_k} \times \varepsilon_{BB'} \\
 &= \frac{3}{(0,251+2)} \times \frac{33234,02 \times 17600224000}{3500} \times 2,24 \times 10^{-3} \\
 &= 498915280,8 \text{ Nmm} = 498,92 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

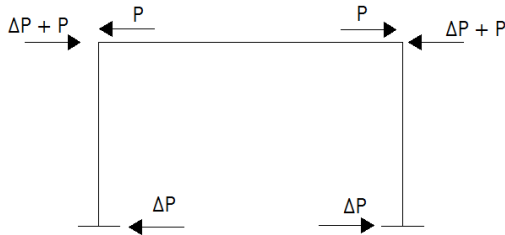
- Perhitungan distribusi momen akibat beban merata



Gambar 4.27 Momen yang Bekerja Akibat Beban Merata

$$\begin{aligned}
 M_A &= \frac{1}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{1}{(0,251+2)} \times \frac{10 \times 12250^2}{12} \\
 &= 55554013,03 \text{ Nmm} = 55,55 \text{ kNm} \\
 M_B &= \frac{-2}{(k+2)} \times \frac{W \times l_b^2}{12} = \frac{-2}{(0,251+2)} \times \frac{10 \times 12250^2}{12} \\
 &= -111108026,1 \text{ Nmm} = -111,11 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan distribusi momen akibat eksentrisitas



Gambar 4.28 Keseimbangan Gaya Prategang dengan Reaksi Perletakan

$$M_p = F_o \times e = 3000 \times 0,25 = 750 \text{ kNm}$$

$$M_A = \frac{1}{(k+2)} \times M_p = \frac{1}{(0,251+2)} \times 750 = 333,19 \text{ kNm}$$

$$M_B = -2 \times M_A = -2 \times 333,19 = -666,38 \text{ kNm}$$

- Perhitungan kehilangan prategang total akibat kekangan kolom,

- Akibat perpendekan kolom

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{2486,63 - 498,92}{12,25} = 162,26 \text{ kN}$$

- Akibat beban merata

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{55,55 - (-111,11)}{12,25} = 13,61 \text{ kN}$$

- Akibat eksentrisitas

$$\Delta P = \frac{M_A - M_B}{l_b} = \frac{333,19 - (-666,38)}{12,25} = 81,6 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Total } \Delta P &= 257,47 \text{ kN} \\ \Delta f_{pR} &= 110,43 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Total kehilangan akibat proses kehilangan langsung

$$\Delta f_H = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR}$$

$$\Delta f_H = 0 \text{ MPa} + 60,97 \text{ MPa} + 0 \text{ MPa} + 110,43 \text{ MPa}$$

$$= 171,4 \text{ MPa (total kehilangan} = 13,32\%)$$

4.6.4.2 Kehilangan Prategang Tidak Langsung

Kehilangan prategang tidak langsung yang dihitung pada subbab ini dengan beberapa tahapan. Tahap pertama dihitung pada waktu sesaat setelah penyaluran gaya prategang yang mana pada perancangan ini diasumsikan terjadi 18 jam setelah penarikan *strand*, tahap kedua dihitung pada waktu 30 hari pada saat beban mati tambahan dan beban hidup mulai bekerja (*topping* beton diletakan), tahap terakhir dihitung saat dua tahun sesudah *topping* beton diletakan. perhitungan dapat dilihat pada tiap tiap tahapan sebagai berikut:

TAHAP I

Pada tahapan ini karena sesaat setelah penyaluran gaya prategang maka kehilangan akibat susut dan rangkak sangat kecil sehingga cenderung diabaikan jadi kehilangan akibat susut dan rangkak pada tahap sesaat setelah penyaluran gaya prategang adalah nol.

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari pehitungan sebelumnya nilai gaya prategang, luas strand dan kuat leleh tendon prategang adalah:

$$f_{pi} = 0,7 \times f_{pu} = 0,7 \times 1838,162 = 1286,71 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,345 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai $\frac{f_{pi}}{f_{py}}$ sebagai berikut:

$$\frac{f_{pi}}{f_{py}} = \frac{1286,71}{1654,345} = 0,77 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pR} = f_{pi} \left(\frac{\log t_2 - \log t_1}{10} \right) \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right)$$

Diasumsikan transfer prategang terjadi setelah 18 jam sesudah penarikan strand dan untuk baja relaksasi rendah, penyebut di dalam suku log dalam persamaan tersebut dibagi dengan 45, sehingga diperoleh nilai:

$$\Delta f_{pR} = 1286,71 \left(\frac{\log 18}{45} \right) \left(\frac{1286,71}{1654,345} - 0,55 \right) = 8,175 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang

$$\begin{aligned} f_{pT} &= \Delta f_{pA} + \Delta f_{pR} + \Delta f_{fcR} + \Delta f_{pSH} \\ &= 0 + 8,175 + 0 + 0 = 8,175 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap I adalah sebesar 8,175 MPa.

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap I adalah :

$$f_{pe} = f_i - f_{pT} = 1286,71 - 8,175 = 1278,54 \text{ MPa}$$

TAHAP II

Tahap dua terjadi dari rentang waktu sesaat setelah gaya penyaluran prategang diberikan hingga beban mati tambahan dan beban hidup bekerja (30 hari = 720 jam).

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari pehitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{ps} = f_i - f_{pT} = 1286,71 - 8,175 = 1278,54 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838462 = 1654,345 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai $\frac{f_{ps}}{f_{py}}$ sebagai berikut :

$$\frac{f_{ps}}{f_{py}} = \frac{1278,54}{1654,345} = 0,77 > 0,55 \rightarrow \text{terjadi relaksasi baja (kehilangan}$$

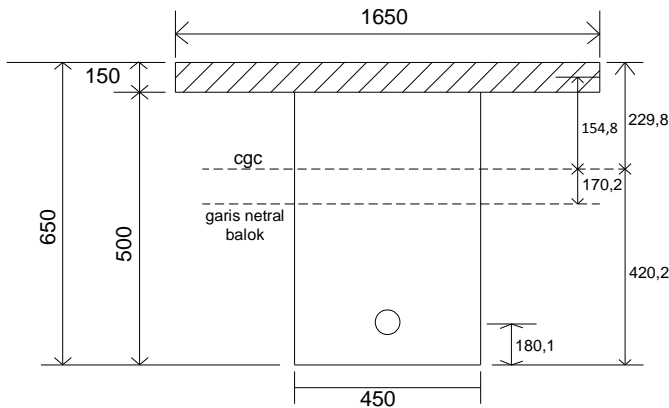
akibat relaksasi baja diperhitungkan). Nilai besarnya tegangan yang hilang akibat relaksasi baja sebesar:

$$\Delta f_{pR} = 1278,537 \left(\frac{\log 720 - \log 18}{45} \right) \left(\frac{1278,537}{1654,345} - 0,55 \right) = 10,14 \text{ MPa}$$

- Akibat Susut

Besarnya susut beton dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor-faktor tersebut meliputi proporsi campuran, tipe agregat, tipe semen, waktu perawatan, waktu antara akhir perawatan eksternal dan pemberian prategang, ukuran komponen struktur dan kondisi lingkungan.

Kehilangan prategang akibat susut dipengaruhi oleh ratio penampang dan kelembaban udara. Jika kelembaban udara relatif rata rata diasumsikan sebesar $RH = 70\%$ maka perbandingan ratio penampang $\frac{V}{S}$ adalah perbandingan antara luas dan keliling. Jika penampang balok prategang berupa balok seperti Gambar 4.28 maka



Gambar 4.29 Penampang Balok Prategang

Luas penampang (dengan nilai E_c yang sama) didapat dari nilai

$$\begin{aligned}
 A_{pelat} &= 15 \times 165 &= 2475 \text{ cm}^2 \\
 A_{balok} &= 45 \times 50 &= 2250 \text{ cm}^2 + \\
 A_c & &= \underline{4725 \text{ cm}^2}
 \end{aligned}$$

Keliling penampang sebesar :

$$K_{SH} = (165 \times 2) + ((15+50) \times 2) = 460 \text{ cm}$$

$$\text{Maka nilai } \frac{V}{S} = \frac{4725}{460} = 10,272$$

K_{SH} diambil dari Tabel 3.2 didapat nilai K_{SH} untuk 30 hari sebesar 0,58

Sehingga didapat nilai susut sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSH} &= 8,2 \times 10^{-6} K_{SH} E_{ps} \left(1 - 0,0236 \frac{V}{S} \right) \times (100 - RH) \\ &= 8,2 \times 10^{-6} \times 0,58 \times 1971684 \times (1 - (0,0236 \times 10,272)) \times (100 - 70) \\ &= 21,31 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Akibat Rangkak

Akibat rangkak kehilangan dipengaruhi oleh tegangan beban mati tambahan yang bekerja setelah transfer prategang. Sehingga nilai f_{csd} adalah tegangan yang didapat dari momen akibat beban mati tambahan tanpa termasuk berat sendiri balok dan f_{cs} merupakan tegangan beton pada daerah cgs akibat gaya prategang sesaat setelah transfer. Besarnya nilai creep dapat dihitung dengan perumusan berikut:

$$\Delta f_{pCr} = n K_{CR} (f_{cir} - f_{csd})$$

Nilai K_{CR} diambil 1,6 untuk post tension prestress. Nilai ratio modulus (n) merupakan perbandingan nilai modulus elastisitas baja prategang dengan modulus elastisitas beton.

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c}, \text{dimana :}$$

$$E_{ps} = \text{modulus elastisitas baja prategang} = 1971684 \text{ MPa}$$

$$E_c = \text{modulus elastisitas} = 4700 \sqrt{f_c'} = 4700 \sqrt{50} = 33234,02 \text{ MPa}$$

sehingga nilai ratio modulus sebesar:

$$n = \frac{E_{ps}}{E_c} = \frac{197168,4}{33234,02} = 5,93$$

Nilai f_{cir} merupakan besarnya tegangan akibat berat sendiri sesaat setelah gaya jacking. f_{cir} didapat dengan perumusan sebagai berikut:

$$M_D = \frac{q \times l^2}{12} = \frac{(0,4725 \times 2400) \times 12,25^2}{12} = 14180,91 \text{ kgm}$$

$$= 141,809 \text{ kNm}$$

$$f_{cir} = \left(\frac{P_i}{A_c} + \frac{P_i \times e^2}{I_c} \right) - \frac{M_D \times e}{I_c}$$

$$f_{cir} = \left(\frac{3000000}{472500} + \frac{3000000 \times 250^2}{17600223900} \right) - \frac{141809100 \times 250}{17600223900}$$

$$= 14,99 \text{ MPa}$$

Data data lainnya diambil sebagai berikut:

Luas Penampang (A) = 4725 cm^2

Eksentrisitas tengah bentang dari cgc = 25 cm

$I_c = 1760022,39 \text{ cm}^4$

Akibat berat mati tambahan (f_{csd}) adalah momen akibat beban mati tambahan dan beban hidup 70 % didapat dari program SAP2000

$M_{SD} = 232,85 \text{ kNm} = 232850000 \text{ Nmm}$

$$f_{csd} = \frac{M_{SD} \times e}{I} = \frac{369119000 \times 250}{17600223900} = 5,24 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai rangkai sebagai berikut :

$$\Delta f_{pCr} = nK_{CR}(f_{cir} - f_{csd})$$

$$\Delta f_{pCr} = 5,93 \times 1,6 \times (14,99 - 5,24) = 92,51 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang

$$f_{pT} = \Delta f_{pR} + \Delta f_{pCr} + \Delta f_{pSH}$$

$$= 10,14 + 92,51 + 21,31$$

$$= 123,96 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap II adalah sebesar 123,96 MPa.

Peningkatan tegangan di *strand* akibat penambahan *topping* adalah :

$$f_{SD} = nf_{csd} = 5,93 \times 5,24 = 31,97 \text{ MPa}$$

Jadi tegangan *strand* di akhir Tahap II adalah :

$$\begin{aligned} f_{pe} &= f_{ps} - \Delta f_{pT} + f_{SD} \\ &= 1278,54 - 123,96 + 31,97 = 1186,55 \text{ MPa} \end{aligned}$$

TAHAP III

Tahap tiga terjadi dari rentang waktu 30 hari sampai 2 tahun saat semua beban telah bekerja (2 tahun = 730 hari)

- Akibat Relaksasi Baja

Diketahui dari perhitungan sebelumnya nilai gaya prategang yang tersisa setelah kehilangan langsung, luas strand dan tegangan setelah kehilangan berturut turut adalah:

$$f_{pe} = 1186,55 \text{ MPa}$$

Kehilangan tegangan akibat relaksasi baja adalah :

$$\Delta f_{pR} = 1186,55 \left(\frac{\log 17520 - \log 720}{45} \right) \left(\frac{1186,55}{1654,345} - 0,55 \right) = 6,113 \text{ MPa}$$

Total kehilangan prategang

$$f_{pT} = \Delta f_{pR} = 6,113 \text{ MPa}$$

Jadi jumlah besarnya kehilangan prategang pada tahap III adalah sebesar 6,113 MPa.

Tabel 4.27 Resume Kehilangan Tegangan

Level tegangan pada berbagai tahap	Tegangan baja, MPa	Persen
Sesudah penarikan ($0,7 f_{pu}$)	1286.71	100
Kehilangan akibat perpendekan elastis	0	0.00
Kehilangan akibat angker	0	0.00
Kehilangan akibat wobble effect	55.45	4.31
Kehilangan akibat kekangan kolom	110.43	8.58
Kehilangan akibat rangkai	92.51	7.19
Kehilangan akibat susut	21.31	1.66
Kehilangan akibat relaksasi baja	24.248	1.88
Pertambahan karena topping	31.97	2.48
Tegangan netto akhir f_{pe}	1014.732	78.86
Persentase kehilangan total =	$100 - 78.86 = 21.14\%$	

4.6.5 Kontrol Tegangan Setelah Kehilangan

Kontrol tegangan pada daerah lapangan tegangan yang terjadi adalah :

$$\text{Tegangan baja} = 0,7886 \times 1286,71 = 1014,70 \text{ MPa}$$

$$F_{eff} = 1014,70 \times 2331,43 = 2365702,021 \text{ N}$$

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2365702,021}{475200} + \frac{2365702,021 \times 250}{76589310} - \frac{427520000}{76589310}$$

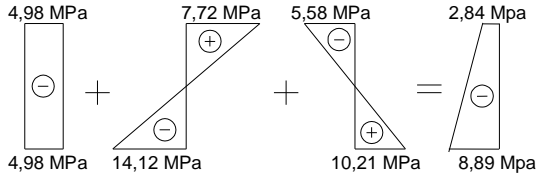
$$f^t = -3,230 < -30 \text{ MPa (Oke)}$$

- Serat Bawah

$$f^b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

$$f^b = -\frac{2365702,021}{475200} - \frac{2365702,021 \times 250}{41885350} + \frac{427520000}{41885350}$$

$$f^b = -8,892 < -30 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$



Gambar 4.30 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Lapangan

Kontrol tegangan pada daerah tumpuan tegangan yang terjadi adalah:

- Serat Atas

$$f^t = -\frac{F_{eff}}{A} + \frac{F_{eff} \times e}{W_t} - \frac{M_T}{W_t}$$

$$f^t = -\frac{2365702,021}{475200} + \frac{2365702,021 \times 100}{76589310} - \frac{427520000}{76589310}$$

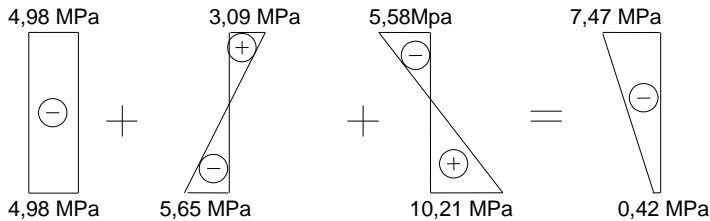
$$f^t = -7,47 < -30 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$

- Serat Bawah

$$f^b = -\frac{F_{eff}}{A} - \frac{F_{eff} \times e}{W_b} + \frac{M_T}{W_b}$$

$$f^b = -\frac{2365702,021}{475200} - \frac{2365702,021 \times 100}{41885350} + \frac{427520000}{41885350}$$

$$f^b = -0,42 < 3,54 \text{ MPa} \dots\dots (\text{Oke})$$



Gambar 4.31 Diagram Tegangan Setelah Kehilangan Prategang pada Tumpuan

4.6.6 Kontrol Lendutan

Kemampuan layan struktur beton prategang ditinjau dari perilaku defleksi komponen tersebut. Elemen beton prategang memiliki dimensi yang lebih langsing dibanding beton bertulang biasa sehingga kontrol lendutan sangat diperlukan untuk memenuhi batas layan yang disyaratkan.

Lendutan Ijin

Lendutan ijin pada komponen beton prategang harus memenuhi syarat Tabel 3 SNI 2847-2013 pasal 5.2.7 yaitu lendutan untuk konstruksi yang menahan atau yang disatukan oleh komponen non struktural sebesar:

$$\Delta_{ijin} = \frac{L}{480} = \frac{12250}{480} = 25,5 \text{ mm}$$

Lendutan Awal Saat Jacking

Pada saat awal transfer gaya prategang nilai lendutan yang terjadi adalah sebagai berikut:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon

Tekanan tendon menyebabkan balok tertekuk keatas sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke arah atas. Sedangkan syarat ijin lendutan mengarah ke bawah, sehingga lendutan akibat tendon dapat melawan lendutan kebawah yang diakibatkan oleh beban dan berat sendiri.

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{P_o \times l^4}{E_C \times I}$$

dengan nilai P sebesar

$$p_o = \frac{8 \times F_o \times f}{l^2}$$

$$p_o = \frac{8 \times 3000000 \times 250}{12250^2} = 39,98 \quad N/mm$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{PO} &= \frac{5}{384} \times \frac{39,98 \times 12250^4}{33234,019 \times 17600223900} \\ &= 20,04 \text{ mm } (\uparrow) \end{aligned}$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas Tepi Balok

Eksentrisitas tepi balok terhadap cg pada letak tendon menyebabkan lendutan ke arah bawah (karena menyebabkan momen negatif). Besarnya lendutan ini dipengaruhi oleh momen akibat gaya dan eksentrisitas tepi balok terhadap cg. Besarnya nilai lendutan yang diakibatkan oleh eksentrisitas adalah:

$$\Delta l_{me} = \frac{F_o \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

$$\begin{aligned} \Delta l_{me} &= \frac{3000000 \times 100 \times 12250^2}{8 \times 33234,019 \times 17600223900} \\ &= 9,62 \text{ mm } (\downarrow) \end{aligned}$$

- Lendutan Akibat Berat Sendiri

Berat sendiri balok menyebabkan balok tertekuk ke bawah sehingga lendutan yang terjadi berupa lendutan ke bawah. Besarnya lendutan ke bawah akibat berat sendiri adalah:

$$\Delta l_{qo} = \frac{5}{384} \times \frac{q_o \times l^4}{E_C \times I}$$

$$\Delta l_{qO} = \frac{5}{384} \times \frac{10 \times 12250^4}{33234,019 \times 17600223900}$$

$$= 5,01 \text{ mm } (\downarrow)$$

Total lendutan pada saat awal transfer gaya prategang sebesar (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan):

$$\Delta l_A = \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me}$$

$$= -20,04 + 9,62 + 5,01 = -5,41 \text{ mm } (\uparrow)$$

Lendutan arah ke bawah belum terjadi

Lendutan Saat Beban Bekerja

Saat beban bekerja sepenuhnya bekerja gaya prategang yang terjadi berupa gaya prategang efektif setelah terjadi berbagai tahap dan macam kehilangan. Lendutan yang terjadi antara lain:

- Lendutan Akibat Tekanan Tendon (F_{efektif})

$$p_O = \frac{8 \times F_{\text{eff}} \times f}{l^2}$$

$$p_O = \frac{8 \times 2365702,021 \times 250}{12250^2} = 31,53 \text{ N/mm}$$

$$\Delta l_{PO} = \frac{5}{384} \times \frac{31,53 \times 12250^4}{33234,019 \times 17600223900}$$

$$= 15,81 \text{ mm } (\uparrow)$$

- Lendutan Akibat Eksentrisitas

$$\Delta l_{me} = \frac{F_{\text{eff}} \times e \times l^2}{8E_C \times I}$$

$$\Delta l_{me} = \frac{2365702,021 \times 100 \times 12250^2}{8 \times 33234,019 \times 17600223900}$$

$$= 7,59 \text{ mm } (\downarrow)$$

- **Lendutan Akibat Beban Beban yang Bekerja**

Beban yang telah sepenuhnya bekerja berupa berat sendiri balok, beban mati tambahan dan beban hidup. Besarnya lendutan akibat beban beban yang telah bekerja seluruhnya dapat dihitung dengan menggunakan program bantu SAP2000. Lendutan yang didapat sebesar 11,6 mm (↓)

Lendutan Total

Total lendutan pada saat beban beban telah bekerja dengan gaya prategang efektif (dengan mengasumsikan tanda (-) adalah lendutan ke atas karena berlawanan arah dengan arah terjadinya lendutan) sebesar:

$$\begin{aligned}\Delta l_A &= \Delta l_{PO} + \Delta l_{qO} + \Delta l_{me} \\ &= -15,81 + 11,6 + 7,59 = 3,38 \text{ mm (↓)} < \text{Lendutan ijin} \\ &= 3,38 \text{ mm} < 25,5 \text{ mm} \dots\dots\dots(\text{Oke})\end{aligned}$$

4.6.7 Momen Retak

Perhitungan kuat ultimate dari balok prategang harus memenuhi persyaratan SNI 2847-2013 pasal 18.8.2 mengenai jumlah total baja tulangan non-prategang dan prategang harus cukup untuk dapat menghasilkan beban terfaktor paling sedikit 1,2 beban retak yang terjadi berdasarkan nilai modulus retak $f_r = 0,62\sqrt{f_c'}$, sehingga didapat $\phi Mu \geq 1,2 M_{cr}$ dengan nilai $\phi = 0,9$.

Momen retak adalah momen yang menghasilkan retak retak rambut pertama pada balok prategang dihitung dengan teori elastis dengan menganggap bahwa retak mulai terjadi saat tarik pada serat beton mencapai modulus keruntuhannya. Harus diperhatikan pula bahwa modulus keruntuhan hanyalah merupakan ukuran permulaan retak rambut pertama seringkali tidak terlihat oleh mata telanjang. Nilai momen retak dapat dihitung sebagai berikut (dengan asumsi tanda (+) adalah serat yang mengalami tekan) :

Untuk serat bawah mengalami Tarik (pada daerah lapangan) maka :

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \left(\frac{F_e \times I}{A \times y_b} \right) + \left(\frac{F_e \times e \times y_b}{I} \times \frac{I}{y_b} \right) + \left(fr \times \frac{I}{y_b} \right) \\
 &= (F_e \times k_t) + (F_e \times e) + (fr \times W_b) \\
 &= (2365702,021 \times 88,7) + (2365702,021 \times 250) + (4,38 \times 41885350) \\
 &= 984,721 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

4.6.8 Penulangan Lunak Tambahan

Penulangan lunak tambahan diperlukan pada bagian tumpuan balok untuk menerima beban gempa yang terjadi dan pada daerah lapangan untuk menerima berat sendiri saat balok masih belum ditarik.

Dari hasil program SAP didapat momen tumpuan dan lapangan akibat beban gempa comb 1,2D + L + RSPx sebagai berikut :

Daerah Tumpuan :

$$M_u = 759,343 \text{ kNm}$$

$$V_u = 308,975 \text{ kN}$$

Daerah lapangan :

$$M_u = 476,107 \text{ kNm}$$

$$V_u = 275,017 \text{ kN}$$

A. Tulangan Lentur

Tinggi Manfaat Rencana :

$$\begin{aligned}
 d &= h - \text{decking} - \text{Sengkang} - (1/2 D_{\text{lentur}}) \\
 &= 650 \text{ mm} - 40 \text{ mm} - 13 \text{ mm} - (1/2 \times 25 \text{ mm}) \\
 &= 584,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d' &= \text{decking} + \text{Sengkang} + (1/2 D_{\text{lentur}}) \\
 &= 40 \text{ mm} + 13 \text{ mm} + (1/2 \times 25 \text{ mm}) = 65,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Rasio Tulangan.

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{f'_c - 28}{7} \right) \\
 &= 0,85 - 0,05 \left(\frac{50 - 28}{7} \right) = 0,69
 \end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4f_y} = \frac{\sqrt{50}}{4 \times 400} = 0,00442$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,69 \times 50}{400} \times \frac{600}{(600 + 400)} = 0,044\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,044 = 0,033$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{400}{0,85 \times 50} = 9,412$$

Penulangan Tumpuan

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{759343000 \text{ Nmm}}{0,9} = 843714444,4 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 584,5 = 350,7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}X_{max} &= 0,75 X_b \\ &= 0,75 \times 350,7 = 263,025 \text{ mm}\end{aligned}$$

Direncanakan $x = 90 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,69 \times 50 \times 450 \times 90}{400} = 2969,16 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\ &= 2969,16 \times 400 \times \left(584,5 - \frac{0,69 \times 90}{2} \right) = 657312640,8 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$M_{nc} < \frac{M_u}{\phi} \dots\dots\dots (\text{perlu tulangan rangkap})$$

$$C_s' = \frac{M_n - M_{nc}}{(d - d')} = \frac{186401803,6}{(584,5 - 65,5)} = 359155,69 \text{ N}$$

$$A_{ss} = \frac{C_s'}{f_y} = \frac{359155,69}{400} = 897,89 \text{ mm}^2$$

$$f_s' = \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \cdot 600 = \left(1 - \frac{65,5}{90}\right) \cdot 600 = 163,33 \text{ MPa}$$

karena $f_s' = 163,33 < f_y = 400 \text{ Mpa} \rightarrow$ tul. tidak leleh

$$A_s' = \frac{C_s'}{f_s' - 0,85 \cdot f_c'} = \frac{359155,69}{163,33 - 0,85 \times 50} = 2972,40 \text{ mm}^2$$

Tulangan tumpuan atas :

$$\begin{aligned} A_s &= A_{sc} + A_{ss} \\ &= 2969,16 + 897,89 \\ &= 3867,05 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{pasang } \mathbf{8 \text{ D } 25} \text{ (3926,99 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Tulangan tumpuan bawah :

$$\begin{aligned} A_s' &= 2972,40 \text{ mm}^2 \\ &\rightarrow \text{pasang } \mathbf{8 \text{ D } 25} \text{ (3926,99 mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{sengkan}) - (n \times D_{tul.lentur})}{n - 1}$$

$$S = \frac{450 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (6 \times 25)}{6 - 1}$$

$$S = 38,8 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ Jarak tulangan memenuhi.}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan
(akibat tulangan tarik) :

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= A_s \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\
 &= 3926,99 \times 400 \times \left(584,5 - \frac{0,69 \times 90}{2} \right) \\
 &= 869,36 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Jadi	M_n kapasitas	\geq	M_n yang terjadi	
	869,36 kNm	$>$	843,71 kNm Memenuhi

Penulangan Lapangan

$$M_n = \frac{M_u}{0,9} = \frac{476107000 \text{ Nmm}}{0,9} = 529007777,8 \text{ Nmm}$$

$$X_b = \frac{600}{600 + f_y} \times d = \frac{600}{600 + 400} \times 584,5 = 350,7 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 X_{max} &= 0,75 X_b \\
 &= 0,75 \times 350,7 = 263,025 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Direncanakan $x = 90 \text{ mm}$

$$A_{sc} = \frac{0,85 \beta_1 f_c' b x}{f_y} = \frac{0,85 \times 0,69 \times 50 \times 450 \times 90}{400} = 2969,16 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 M_{nc} &= A_{sc} \times f_y \times \left(d - \frac{\beta_1 \cdot x}{2} \right) \\
 &= 2969,16 \times 400 \times \left(584,5 - \frac{0,69 \times 90}{2} \right) = 657312640,8 \\
 &\text{Nmm}
 \end{aligned}$$

$$M_{nc} > \frac{Mu}{\phi} \dots\dots\dots \text{(Tidak perlu tulangan rangkap)}$$

(Gunakan syarat tulangan tekan minimum)

$$R_n = \frac{M_n}{b.d^2} = \frac{529007777,8}{450 \times 584,5^2} = 3,441$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 50} = 9,41$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) = \frac{1}{9,41} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 3,441}{400}} \right)$$

$$= 0,00898$$

$$\rho > \rho_{min} = 0,00442 \rightarrow \text{Dipakai } \rho_{perlu} = 0,00898$$

Tulangan lapangan bawah:

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,00898 \times 450 \times 584,5 = 2361,96 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan **5 D 25** ($A_{s \text{ pakai}} = 2454,37 \text{ mm}^2$)

Tulangan lapangan atas:

Dipakai tulangan **5 D 25** ($A_{s' \text{ pakai}} = 2454,37 \text{ mm}^2$)

Kontrol jarak tulangan ;

$$S = \frac{bw - (2 \times \text{decking}) - (2 \times \phi_{senggang}) - (n \times D_{tul.lentur})}{n - 1}$$

$$S = \frac{450 - (2 \times 40) - (2 \times 13) - (5 \times 25)}{5 - 1}$$

$$S = 54,75 \text{ mm} > 25 \text{ mm} \dots \text{ Jarak tulangan memenuhi.}$$

Kontrol kemampuan tulangan akibat terpasang tulangan tunggal (akibat tulangan tarik) :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \times f_c \times b} = \frac{2454,37 \times 400}{0,85 \times 50 \times 450} = 51,33 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) = 2454,37 \cdot 400 \left(584,5 - \frac{51,33}{2} \right) \\
 &= 548635143,6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}
 \text{Jadi} & Mn_{\text{kapasitas}} & \geq Mn_{\text{yang terjadi}} \\
 & 548,635 \text{ kNm} & > 529,008 \text{ kNm} \quad \dots \text{ Memenuhi}
 \end{array}$$

B. Tulangan Geser

Penulangan geser pada balok prategang berfungsi untuk menanggulangi gaya geser akibat beban luar yang terjadi pada balok. Kemampuan menahan gaya geser ditentukan oleh kekuatan penampang badan dan tulangan geser terpasang. Retak yang terjadi akibat gaya geser adalah retak geser pada badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang. Besarnya gaya yang mengakibatkan retak geser badan dekat tumpuan dan retak lentur geser miring dekat tengah bentang dalam SNI 2847-2013 ps 11.3.3.1 dan 11.3.3.2 dengan syarat batas spasi sesuai pasal 11.4.5

Data dan Perencanaan

V_{ud}'	: 158102,48 N
V_{ui}'	: 319071,94 N
M_d tumpuan	: 377273592 Nmm
M_d lapangan	: 232849024 Nmm
M_{max} tumpuan	: 814032777 Nmm
M_{max} lapangan	: 478234809 Nmm

Keterangan:

V_{ud}	= Gaya geser akibat beban mati tidak terfaktor.
V_{ui}	= Gaya geser akibat kombinasi beban yang menghasilkan momen maksimum.
M_d	= Momen akibat beban mati.
M_{max}	= Momen akibat kombinasi beban maksimum.

Kuat Geser yang Disumbangkan Beton

Untuk komponen balok prategang nilai ϕV_c diambil nilai terkecil antara V_{ci} dan V_{cw} sesuai SNI 2847-2013 pasal 11.3.3

1. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat kombinasi momen dan geser (V_{ci})

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_i \times M_{cre}}{M_{max}}, \text{ dengan}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

2. Kuat geser nominal yang disumbangkan oleh beton pada saat terjadinya keretakan diagonal akibat tegangan tarik utama yang berlebihan pada badan penampang (V_{cw})

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

Kuat Geser Daerah Tumpuan

$$x = \text{diambil } 0,5 \times b_{kolom} = 0,5 \times 700 = 350 \text{ mm}$$

$$p' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 3000000 \times 250}{12250^2} = 39,98 \text{ N/mm}$$

$$V_{p'} = \frac{L}{2} \times p' = \frac{12250}{2} \times 39,98 = 244877,5 \text{ N}$$

- Kuat Geser Badan (V_{cw})

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'_c}) \times b_w \times d + V_p$$

Dimana:

$$f'_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{3000000}{450 \times 650} = 10,26 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d' = 650 - 65,5 = 584,5$$

$$V_p = \frac{0,5L-x}{0,5L} V_p' = \frac{0,5(12250) - 350}{0,5 \times 12250} \times 244877,5$$

$$= 230884,5 \text{ N}$$

Sehingga didapat nilai V_{cw} sebagai berikut:

$$V_{cw} = 0,3(10,26 + \sqrt{50}) \times 450 \times 584,5 + 230884,5$$

$$= 1598435,73 \text{ N}$$

- Kuat Geser Lentur (V_{ci})

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_{ui} \times M_{cre}}{M_{max}}$$

Dimana:

$$V_d = 158102,4 \text{ N}$$

$$V_{ui} = 319071,94 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{2365702,021}{475200} + \frac{2365702,021 \times 100}{41885350}$$

$$= 10,63 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_d}{W_b} = \frac{377273592}{41885350} = 9,01 \text{ MPa}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$= \left(\frac{17600223900}{229,8} \right) \left(\frac{\sqrt{50}}{2} + 10,63 - 9,01 \right)$$

$$= 394858794,9 \text{ Nmm}$$

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{50}}{20} \times 450 \times 584,5 + 158102,4 + \frac{319071,94 \times 394858794,9}{814032777}$$

$$= 405865,92 \text{ N}$$

$$V_{ci} \geq 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$405865,92 \text{ N} \geq 0,17 \times \sqrt{50} \times 450 \times 584,5 = 316177,5 \text{ N (OK)}$$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara V_{ci} dengan V_{cw} . Karena nilai $V_{cw} > V_{ci}$ maka diambil V_{ci} sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah tumpuan.

- Perencanaan tulangan geser

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah tumpuan, maka data sebagai berikut

- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Tulangan geser = 13 mm
- d' = 65,5 mm
- d = 584,5 mm

Besar gaya eksternal ultimate didaerah tumpuan sebagai berikut:

$$V_{ui} = 319071,94 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 405865,92 \text{ N}$$

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_{ci} = \frac{319071,94}{0,75} - 405865,92 = 19563,33 \text{ N}$$

Dipasang tulangan 2 D13 ($A_v = 265,465 \text{ mm}^2$) didapat jarak sengkang maksimum dengan persamaan:

$$s = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{265,465 \times 400 \times 584,5}{19563,33} = 3172,55 \text{ mm}$$

→ digunakan $s = 125 \text{ mm}$

Sehingga pemasangan tulangan geser 2 D13-125.

Syarat jarak tulangan pada sendi plastis harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 21.5.3.2:

1. Senggang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.
2. Spasi senggang tertutup tidak boleh lebih dari:

$$125 \text{ mm} < \frac{d}{4} = \frac{584,5}{4} = 146,125 \text{ mm (OK)}$$

$$125 \text{ mm} < 6 \times \text{tul. longitudinal} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm (OK)}$$

$$125 \text{ mm} < 150 \text{ mm (OK)}$$

Kuat Geser Daerah Lapangan

Diperhitungkan pada muka kolom di luas daerah sendi plastis dengan jarak sebesar :

$$x = 2 \times 700 = 1400 \text{ mm}$$

- Kuat Geser Badan (V_{cw})

$$V_{cw} = 0,3(f_{pc} + \sqrt{f'c}) \times b_w \times d + V_p$$

$$p' = \frac{8 \times F \times f}{L^2} = \frac{8 \times 3000000 \times 250}{12250^2} = 39,98 \text{ N/mm}$$

$$V_p' = \frac{L}{2} \times p' = \frac{12250}{2} \times 39,98 = 244877,5 \text{ N}$$

$$f_{pc} = \frac{F_o}{A_c} = \frac{3000000}{450 \times 650} = 10,26 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d' = 650 - 65,5 = 584,5$$

$$V_p = \frac{0,5L - x}{0,5L} V_p' = \frac{0,5(12250) - 1400}{0,5 \times 12250} \times 244877,5$$

$$= 188905,5 \text{ N}$$

Sehingga didapat nilai V_{cw} sebagai berikut:

$$V_{cw} = 0,3(10,26 + \sqrt{50}) \times 450 \times 584,5 + 188905,5$$

$$= 1556456,73 \text{ N}$$

- Kuat Geser Lentur (V_{ci})

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f'_c}}{20} b_w \times d + V_d + \frac{V_{ui} \times M_{cre}}{M_{max}}$$

Dimana:

$$V_d = \frac{0.5L - xt}{0.5L} V_d' = \frac{(0.5 \times 12250) - 1400}{0.5 \times 12250} \times 158102,4$$

$$= 121964,71 \text{ N}$$

$$V_{ui} = \frac{0.5L - xt}{0.5L} V_{ui}' = \frac{(0.5 \times 12250) - 1400}{0.5 \times 12250} \times 319071,94$$

$$= 246141,21 \text{ N}$$

$$f_{pe} = \frac{F_{eff}}{A_c} + \frac{F_{eff} \times e_t}{W_b} = \frac{2365702,021}{475200} + \frac{2365702,021 \times 300}{41885350}$$

$$= 21,92 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{M_{dx}}{W_b} = \frac{232849024}{41885350} = 5,56 \text{ MPa}$$

$$M_{cre} = \left(\frac{I}{Y_T} \right) \left(\frac{\sqrt{f'_c}}{2} + f_{pe} - f_d \right)$$

$$= \left(\frac{17600223900}{229,8} \right) \left(\frac{\sqrt{50}}{2} + 21,92 - 5,56 \right)$$

$$= 1523785254 \text{ Nmm}$$

Nilai M_x adalah nilai momen pada daerah x yang ditinjau, dengan e_x adalah eksentrisitas pas titik berat baja sejarak x didapat dari cgc

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{50}}{20} \times 450 \times 584,5 + 158102,4 + \frac{319071,94 \times 1523785254}{814032777}$$

$$= 848365,49 \text{ N}$$

$$V_{ci} \geq 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d$$

$$848365,49 \text{ N} \geq 0,17 \times \sqrt{50} \times 450 \times 584,5 = 316177,5 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Sesuai dengan SNI 2847-2013 pasal 11.3.3 tulangan geser yang disumbangkan oleh beton diambil nilai terkecil antara V_{ci} dengan V_{cw} . Karena nilai $V_{cw} > V_{ci}$ maka diambil V_{ci} sebagai kuat geser yang disumbangkan beton untuk daerah lapangan.

Untuk merencanakan tulangan geser yang akan dipasang pada struktur prategang pada daerah lapangan, maka data sebagai berikut :

- Mutu baja (f_y) = 400 MPa
- Tulangan geser = 13 mm
- d' = 65,5 mm
- d = 584,5 mm

Besar gaya eksternal ultimate didaerah lapangan didapat sebagai berikut:

$$V_{ui} = 319071,94 \text{ N}$$

$$V_{ci} = 848365,49 \text{ N}$$

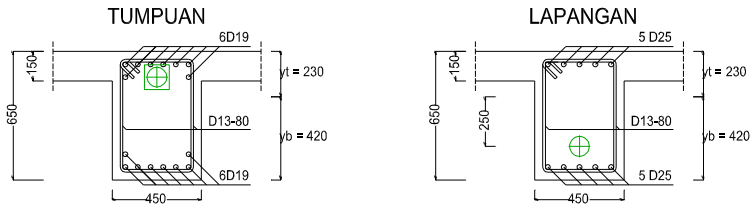
$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 848365,49 = 636274,12 \text{ N} > 319071,94 \text{ N}$$

Maka, sengkang cukup dipasang praktis dengan jarak sebesar :

$$s = \frac{d}{2} = 292,25 \text{ mm}$$

Dipasang tulangan 2 D13 ($A_v = 265,465 \text{ mm}^2$) dengan jarak 250 mm.



Gambar 4.32 Rencana penulangan balok prategang

4.6.9 Kontrol Momen Nominal

Setelah ditentukan jumlah tulangan lunak terpasang untuk masing masing tumpuan dan lapangan maka dilakukan pengecekan momen nominal balok terhadap momen ultimate dan batas layan yaitu momen retak. Desain balok prategang terhadap momen nominalnya harus memenuhi kontrol momen batas yang disyaratkan oleh SNI 2847-2013 pasal 18.7

Data perhitungan momen nominal:

$$F_u = \text{Minimum breaking load} = 184 \text{ kN} = 184000 \text{ N}$$

$$A_{\text{strand}} = 100,1 \text{ mm}^2$$

$$A_{ps} = 24 \times 100,1 = 2402,4 \text{ mm}^2$$

$$f_{pu} = \frac{\text{minimum breaking load}}{A_s} = \frac{184000}{100,1} = 1838,162 \text{ MPa}$$

$$f_{py} = 0,9 f_{pu} = 0,9 \times 1838,162 = 1654,345 \text{ MPa}$$

sehingga didapat nilai $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$ sebagai berikut:

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1654,345}{1838,162} = 0,9$$

karena $\frac{f_{py}}{f_{pu}}$ bernilai $\geq 0,9$ maka diambil $\gamma_p = 0,28$ dan $\beta_1 = 0,69$

$$d = 650 - 40 - 13 - 12,5 = 584,5 \text{ mm}$$

Daerah Tumpuan

Penampang pada daerah tumpuan dimana tendon berada di daerah batas kern atas (daerah arsip) dengan eksentrisitas sebesar 10 cm dari *cgc*. Pada serat atas dipasang 8D25 ($A_s = 3926,99 \text{ mm}^2$) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat bawah dipasang tulangan lunak 8D25 ($A_s' = 3926,99 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} d_p &= e_{\text{Tumpuan}} + Y_b \\ &= 100 + 420,2 = 520,2 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2402,4}{450 \times 520,2} = 0,0103$$

Syarat I :

$$\text{Selimut Beton} \leq 0,15 \times d_p \text{ (SNI 2847-2013 18.7.2)}$$

$$40 \leq (0,15 \times 520,2) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 78,03 \text{ mm} \quad (\mathbf{OK})$$

Syarat II :

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') > 0,21$$

Dimana :

ρ_p = ratio tulangan prategang terpasang

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c}$$

ρ' = ratio tulangan tekan

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c}$$

ρ = ratio tulangan tarik terpasang.

Sehingga didapat nilai ω dan ω' sebagai berikut:

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c} = \frac{0,0149 \times 400}{50} = 0,1192$$

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c} = \frac{0,0149 \times 400}{50} = 0,1192$$

$$X_o = \rho_P \frac{f_{pu}}{f_c} + \frac{d}{dp} (\omega - \omega')$$

$$X_o = 0,0103 \times \frac{1838,162}{50} + \frac{584,5}{520,2} (0,1192 - 0,1192)$$

$$X_o = 0,379 > 0,21 \quad (\text{OK})$$

Sehingga didapat

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_P}{\beta_1} \times X_o \right) \\ &= 1838,162 \left(1 - \frac{0,28}{0,69} \times 0,379 \right) = 1555,46 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$a = \frac{A_{PS} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2402,4 \times 1555,46}{0,85 \times 50 \times 1650} = 53,29 \text{ mm}$$

Pada tumpuan balok dianggap sebagai balok persegi karena daerah yang mengalami tarik adalah bagian bawah serat. Sehingga didapat nilai momen nominal adalah:

$$\begin{aligned} M_n &= A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ M_n &= 2402,4 \times 1555,46 \left(520,2 - \frac{53,29}{2} \right) + 3926,99 \times 400 \left(584,5 - \frac{53,29}{2} \right) \\ &= 2720,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\begin{aligned} \phi M_n &= 0,9 \times 2720,61 > 1,2 M_{cr} \\ &= 2448,55 \text{ kNm} > 1181,67 \text{ kNm} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol Prestresing Partial Ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

M_{np} = momen nominal beton prategang

$$\begin{aligned} &= A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2402,4 \times 1555,46 \times \left(520,2 - \frac{53,29}{2} \right) = 1844,35 \text{ kNm} \end{aligned}$$

M_n = momen nominal total = 2720,61 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1844,35}{2720,61} = 0,6779 = 67,79 \% < 80 \% \quad (OK)$$

Daerah Lapangan

Penampang pada daerah lapangan dimana tendon berada di daerah limit kabel dengan eksentrisitas sebesar 25 cm dari cgc. Pada serat bawah dipasang 5D25 ($A_s = 2454,37 \text{ mm}^2$) untuk melawan gaya gempa dan menanggulangi tegangan tarik. Sedangkan pada serat atas dipasang tulangan lunak 5D25 ($A_s' = 2454,37 \text{ mm}^2$).

$$\begin{aligned} d_p &= e_{\text{Lapangan}} + Y_T \\ &= 250 + 229,8 = 479,8 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\rho_{ps} = \frac{A_{ps}}{b \times d_p} \text{ dimana } A_{ps} \text{ adalah luas penampang baja prategang}$$

sehingga didapat:

$$\rho_{ps} = \frac{2402,4}{450 \times 479,8} = 0,01113$$

Syarat I :

$$\begin{aligned} \text{Selimut Beton} &\leq 0,15 \times d_p \text{ (SNI 2847-2013 18.7.2)} \\ 40 &\leq (0,15 \times 479,8) \rightarrow 40 \text{ mm} \leq 71,97 \text{ mm} \quad \textbf{(OK)} \end{aligned}$$

Syarat II :

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') > 0,21$$

didapat nilai ω dan ω' sebagai berikut:

$$\omega = \frac{\rho \times f_y}{f_c} = \frac{0,00933 \times 400}{50} = 0,07464$$

$$\omega' = \frac{\rho' \times f_y}{f_c} = \frac{0,00933 \times 400}{50} = 0,07464$$

$$X_o = \rho_p \frac{f_{pu}}{f'_c} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega')$$

$$X_o = 0,01113 \times \frac{1838,162}{50} + \frac{584,5}{479,8} (0,07464 - 0,07464)$$

$$X_o = 0,409 > 0,21 \quad \textbf{(OK)}$$

Sehingga didapat

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} X_o \right)$$

$$= 1838,162 \left(1 - \frac{0,28}{0,69} \times 0,409 \right)$$

$$= 1533,08 \text{ MPa}$$

$$a = \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0,85 \times f'_c \times b_e} = \frac{2402,4 \times 1533,08}{0,85 \times 50 \times 1650} = 52,52 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s \times f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 2402,4 \times 1533,08 \left(479,8 - \frac{52,52}{2} \right) + 2454,37 \times 400 \left(584,5 - \frac{52,52}{2} \right)$$

$$= 2218,47 \text{ kNm}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times M_n > 1,2 M_{cr}$$

$$\phi M_n = 0,9 \times 2218,47 > 1,2 M_{cr}$$

$$= 1996,62 \text{ kNm} > 1181,67 \text{ kNm} \quad (\text{OK})$$

Kontrol Prestressing Partial Ratio

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n}$$

M_{np} = momen nominal beton prategang

$$= A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 2402,4 \times 1533,08 \times \left(479,8 - \frac{52,52}{2} \right)$$

$$= 1670,42 \text{ kNm}$$

M_n = momen nominal total = 2218,47 kNm

Maka,

$$PPR = \frac{M_{np}}{M_n} = \frac{1670,42}{2218,47} = 0,753 = 75,3 \% \leq 80 \% \quad (\text{OK})$$

4.6.10 Angkur Ujung

Zona angkur dapat didefinisikan sebagai *volume* beton dimana gaya prategang yang terpusat pada anker menyebar kearah transversal menjadi terdistribusi linier diseluruh tinggi penampang disepanjang bentang.

Penulangan pengekanng diseluruh zona angkur harus sedemikian hingga mencegah pembelahan dan *bursting* yang merupakan hasil dari gaya tekan terpusat besar yang disalurkan

melalui alat angkur. Metode perhitungan perancangan daerah pengangkur global menurut SNI 2847-2013 pasal. 18.13 mensyaratkan untuk mengalikan gaya tendon dengan faktor beban sebesar 1,2

$$F_o = 3000 \text{ kN}$$

$$P_u = 1,2 F_o = 1,2 \times 3000 = 3600 \text{ kN}$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times \sum P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$d_{PENCAR} = 0,5 \times (h - 2e)$$

Keterangan :

ΣP_u = Jumlah gaya tendon terfaktor total untuk pengaturan penarikan tendon yang ditinjau

a = Tinggi angkur atau kelompok angkur yang berdekatan pada arah yang ditinjau

e = Eksentrisitas angkur atau kelompok angkur yang berdekatan terhadap sumbu berat penampang (selalu diambil sebagai nilai positif)

h = Tinggi penampang pada arah yang ditinjau

Didapat nilai :

$a = 315 \text{ mm}$ (angkur dengan strand 5-27, VSL table AS1311)

$e = 100 \text{ mm}$ (eksentrisitas pada tumpuan)

$h = 650 \text{ mm}$

Sehingga didapat nilai T_{pencar} sebagai berikut :

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times \sum P_u \times \left(1 - \frac{a}{h}\right)$$

$$T_{PENCAR} = 0,25 \times 3600000 \times \left(1 - \frac{315}{650}\right) = 463846,15 \text{ N}$$

$$d_{PENCAR} = 0,5 \times (h - 2e) = 0,5 \times (650 - (2 \times 100)) = 225 \text{ mm}$$

$$A_{vp} = \frac{T_{PENCAR}}{f_y} = \frac{463846,15}{400} = 1159,62 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D13 ($A_v = 265,5 \text{ mm}^2$) maka dibutuhkan tulangan sengkang sebanyak :

$$n = \frac{A_{vp}}{A_v} = \frac{1159,62}{265,5} = 4,37 \approx 5 \text{ buah}$$

Dengan spasi antar sengkang di sepanjang daerah angkur adalah :

$$S = \frac{d_{PENCAR}}{n} = \frac{225}{5} = 45 \text{ mm}$$

Sehingga dipasang D13 – 45mm.

4.7 Perencanaan Struktur Primer

Struktur primer/struktur utama berfungsi untuk menahan beban gravitasi dan beban lateral yang berupa beban gempa. Bangunan hotel Premier Inn ini menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus. Dimana faktor reduksi gempa (R) yang digunakan sebesar 8. Sehingga pendetailan yang digunakan untuk perencanaan struktur utama menggunakan pendetailan khusus. Semua tata cara perencanaan dan detailing struktur mengacu pada SNI 2847:2013.

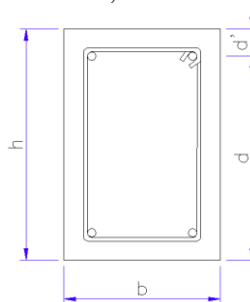
4.7.1 Perencanaan Balok Primer

Balok merupakan salah satu elemen struktur yang harus memikul beban dari struktur sekunder untuk kemudian diteruskan ke kolom. Disamping itu, balok juga harus memikul beban gravitasi dan beban lateral. Analisa gaya dalam pada balok menggunakan program bantu SAP.

Pada bab ini akan diberikan contoh perhitungan penulangan balok induk sesuai dengan SNI 2847:2013 dengan detailing mengacu pada pasal 21.5 tentang rangka momen khusus. Hasil perhitungan balok induk tipe lain disajikan dalam bentuk tabel.

Data Perencanaan:

Tipe balok	: B2
Bentang balok	(L) : 7550 mm
Bentang bersih balok	(L _n) : 6650 mm
Dimensi balok	(b) : 450 mm
	(h) : 600 mm
D. tulangan	(lentur) : 22 mm → A _s = 380,13 mm ²
	(geser) : 13 mm → A _s = 132,73 mm ²
	(tors) : 13 mm → A _s = 132,73 mm ²
Mutu tulangan	(lentur) f _y : 400 Mpa
	(geser) f _y : 400 Mpa
	(tors) f _y : 400 Mpa
Selimut beton	(cover) : 40 mm
	(SNI 03-2847-2013 Ps. (7.7.1))
Mutu beton	(f' _c) : 30 Mpa
	(β ₁) : $0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7}$
	(SNI 03-2847-2013 Ps.10.2.7.3)
	: $0,85 - 0,05 \frac{(30 - 28)}{7}$
	: 0,84

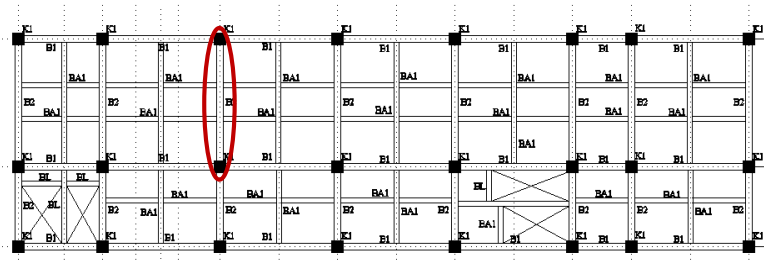
**Gambar 4.33** Tinggi Efektif Balok Induk

Tinggi efektif balok sesuai gambar 7.1, berikut:

$$\begin{aligned} d' &= h_{\text{balok}} - \text{cover} - D_{\text{Tul.}} - \frac{1}{2} D_{\text{Tul.}} \\ &= 600 - 40 - 13 - \frac{1}{2}(22) \\ &= 536 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} d'' &= \text{Cover} + D_{\text{Tul.}} + \frac{1}{2} D_{\text{Tul.}} \\ &= 40 + 13 + \frac{1}{2}(22) \\ &= 64 \text{ mm} \end{aligned}$$

Denah balok yang ditinjau ditunjukkan pada gambar 4.34 berikut ini.



Gambar 4.34 Lokasi Balok Induk yang Ditinjau

Dari hasil analisa struktur, didapat *output* gaya dalam dari SAP yang disajikan pada tabel 4.28.

Tabel 4.28 Output Gaya Dalam Balok Induk

Combo.	Tumpuan (Tm)		Lapangan (Tm)		Torsi (T.m)	Geser (T)
	Negatif	Positif	Negatif	Positif		
Envelope	49,872	19,151	0	19,067	3,316	
1,2D+1L						12,078

Cek Kebutuhan Tulangan Torsi:

Menurut SNI 2847:2013 Ps. 11.5.2.2 kebutuhan tulangan torsi dapat diabaikan jika:

$$Tu < \phi \cdot 0,33 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'c} \cdot \left(\frac{A_{cp}^2}{P_{cp}} \right)$$

Dimana:

$$\phi = 0,75 \text{ (pasal 9.3.2.3)}$$

$$\lambda = 1 \text{ (beton normal) (pasal 8.6.1)}$$

$$A_{cp}^2 = (450 \times 600)^2 = 72900000000 \text{ mm}^4$$

$$P_{cp} = 2 \times (450 \times 600) = 540000 \text{ mm}^2$$

Maka:

$$33160000 < 0,75 \cdot 0,33 \cdot 1 \cdot \sqrt{30} \cdot \left(\frac{72900000000}{540000} \right)$$

33160000 Nmm > 183007,7995 Nmm → Perlu tulangan torsi

Cek dimensi penampang untuk menahan torsi terfaktor:

Sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.1 dimensi penampang harus memenuhi:

$$\sqrt{\left(\frac{V_u}{b_w \cdot d} \right)^2 + \left(\frac{T_u \cdot P_h}{1,7 \cdot A_{oh}^2} \right)^2} \leq \phi \cdot \left(\frac{V_c}{b_w \cdot d} + 0,66 \cdot \sqrt{f'c} \right)$$

Dimana:

$$bh = b - 2 \times s \text{ balok} - D \text{ geser}$$

$$= 450 - (2 \times 40) - 13$$

$$= 357 \text{ mm}$$

$$hh = h - 2 \times s \text{ balok} - D \text{ geser}$$

$$= 600 - (2 \times 40) - 13$$

$$= 507 \text{ mm}$$

$$Ph = 2 \times (bh + hh)$$

$$= 2 \times (357 + 507)$$

$$= 1728 \text{ mm}^2$$

$$A_{oh} = bh \times hh$$

$$= 357 \times 507$$

$$= 180999 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0,17 \cdot \sqrt{30} \cdot 450 \cdot 536 \\
 &= 224588,16 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Maka:

$$\begin{aligned}
 &\sqrt{\left(\frac{120780}{450.536}\right)^2 + \left(\frac{33160000.1728}{1,7.180999^2}\right)^2} = 1,144 \\
 &0,75 \cdot \left(\frac{224588,16}{450.536} + 0,66 \cdot \sqrt{30}\right) = 3,46 \\
 &1,144 \leq 3,46 \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan transversal penahan torsi:

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.3.6 perhitungan tulangan transversal penahan torsi adalah sebagai berikut:

$$A_o = 0,85 \times A_{oh} = 0,85 \times 180999 = 153849,15 \text{ mm}^2$$

$$T_n = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cdot \cot \theta$$

$$\frac{T_u}{\phi} = \frac{2 \cdot A_o \cdot A_t \cdot f_y}{s} \cdot \cot \theta$$

$$\begin{aligned}
 \frac{A_t}{s} &= \frac{T_u}{\phi \cdot 2 \cdot A_o \cdot f_y \cdot \cot \theta} \\
 &= \frac{33160000}{0,75 \cdot 2 \cdot 153849,15 \cdot 400 \cdot \cot 45} \\
 &= 0,359 \text{ mm}^2/\text{mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan longitudinal penahan torsi:

$$\begin{aligned}
 A_l &= \frac{A_t}{s} \times P_h \times \frac{f_y t}{f_y t} \times \cot^2 \theta \\
 &= 0,359 \times 1728 \times \frac{400}{400} \times \cot^2 45 \\
 &= 620,743 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{l \min} &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{f'c} \cdot A_{cp}}{f_y} - \frac{A_t}{s} \cdot P_h \cdot x \cdot \frac{f_{yt}}{f_y} \\
 &= \frac{0,42 \cdot \sqrt{30} \cdot 270000}{400} - 0,359 \cdot 1728 \cdot x \cdot \frac{400}{400} \\
 &= 932,05 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Karena $A_l > A_{l \min}$, maka pakai = 932,05 mm²

Luasan tulangan puntir untuk lentur didistribusikan merata ke-4 sisi balok:

$$\frac{A_l}{4} = \frac{932,05}{4} = 233,013 \text{ mm}^2$$

Tulangan puntir yang dipasang:

$$\frac{A_{st}}{A_{s \text{ tul.}}} = \frac{233,013}{132,73} = 1,756 \approx 2 \text{ buah/sisi}$$

Cek:

$$A_s \text{ pasang} > A_{st}$$

$$2 \times 132,73 > 233,013$$

$$265,46 \text{ mm}^2 > 233,013 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{OK}$$

Maka :

- Tulangan torsi pasang = 4 D13
- Luasan tambahan tul. lentur penahan torsi = 187,09 mm²
- Luasan tambahan tul. geser penahan torsi = 0,728 mm²

Perhitungan tulangan longitudinal:

• Tumpuan Momen Negatif

→ Kontrol syarat kebutuhan tulangan minimum

Pada setiap penampang, tulangan transversal harus disediakan minimum sesuai pasal 10.5.1 seperti berikut.

$$A_{s \min.} = \frac{0,25 \cdot x \cdot \sqrt{f'c}}{f_y} \cdot b_w \cdot x_d'$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,25 \times \sqrt{30}}{400} \times 450 \times 536 \\
 &= 825,692 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dan, tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} \times b_w \times d' \\
 &= \frac{1,4}{400} \times 450 \times 536 \\
 &= 844,2 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka gunakan $A_{s \text{ Min}} = 844,2 \text{ mm}^2$.

→ Menghitung kebutuhan tulangan awal:

Asumsi penampang berada dalam kondisi terkontrol tarik ($\phi = 0,9$).

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_u}{\phi \times b \times d_x^2} \\
 &= \frac{498720000}{0,9 \times 450 \times 536^2} \\
 &= 4,286 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

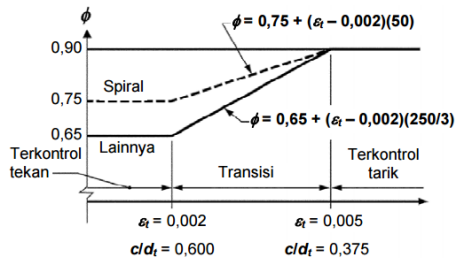
$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,686
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{Perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 4,286}{400}} \right) \\
 &= 0,0118
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\text{Perlu}} \times b \times d_x \\
 &= 0,0118 \times 450 \times 536 \\
 &= 2848,4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

→ Kontrol kondisi penampang

Kondisi penampang terkontrol tarik dapat dicek dengan gambar 4.35.



Interpolasi pada c/d_t :
 Spiral $\phi = 0,75 + 0,15[(1/(c/d_t)) - (5/3)]$
 Lainnya $\phi = 0,65 + 0,25[(1/(c/d_t)) - (5/3)]$

Gambar 4.35 Zona Batas Regangan dan variasi factor reduksi kekuatan ϕ dengan regangan tarik Neto ϵ_t

Dimana nilai $c \leq 0,375d_t$ untuk penampang terkontrol tarik.

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b} \\
 &= \frac{2848,4 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} \\
 &= 99,291 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{99,291}{0,84} = 118,20 \text{ mm}$$

$$0,375d_t = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

Maka, $118,20 \text{ mm} \leq 201 \text{ mm}$ (asumsi awal benar penampang dalam kondisi terkontrol tarik).

→ Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{Mu}{\phi x f_y x \left(d_x - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{498720000}{0,9 x 400 x \left(536 - \frac{99,291}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq 2848,4 \text{ mm}^2$$

→ Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= A_{s \text{ lentur}} + A_{s \text{ penahan torsi}} \\ &= 2848,4 \text{ mm}^2 + 233,01 \text{ mm}^2 \\ &= 3081,41 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

→ Menentukan jumlah tulangan transversal pakai

$$N_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} = \frac{3081,41}{380,13} = 8,1 \approx 9 \text{ buah}$$

→ Cek tulangan terpasang:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &> A_s \text{ perlu} \\ 9 \times 380,13 &> 3081,41 \\ 3421,17 \text{ mm}^2 &> 3081,41 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

→ Cek momen nominal

$$\alpha = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{c x b}}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{3421,17 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} \\
&= 119,26 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
&= 0,9 \cdot 3421,17 \cdot 400 \cdot \left(536 - \frac{119,26}{2} \right) \\
&= 599008980 \text{ N.mm} > 498720000 \text{ N.mm} \quad (\mathbf{OK})
\end{aligned}$$

→ Kontrol jarak tulangan :

$$\begin{aligned}
S &= \frac{bw - (2 \times d) - (N \times D_{tul}) - (2 \times \phi)}{N - 1} \\
&= \frac{450 - (2 \times 40) - (9 \times 22) - (2 \times 13)}{9 - 1} \\
&= 18,25 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \quad (\mathbf{Not OK})
\end{aligned}$$

Karena syarat tidak memenuhi maka tulangan dipasang 2 lapis, dimana lapis pertama 5 buah dan lapis kedua 4 buah, maka:

$$\begin{aligned}
S &= \frac{bw - (2 \times d) - (N \times D_{tul}) - (2 \times \phi)}{N - 1} \\
&= \frac{450 - (2 \times 40) - (5 \times 22) - (2 \times 13)}{5 - 1} \\
&= 58,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\mathbf{OK})
\end{aligned}$$

Maka tulangan transversal dipasang dua lapis, dengan jumlah tulangan 9D22.

- **Tumpuan Momen Positif**

→ Kontrol syarat kebutuhan tulangan minimum

Pada setiap penampang, tulangan transversal harus disediakan minimum sesuai pasal 10.5.1 seperti berikut.

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min.}} &= \frac{0,25x\sqrt{f'c}}{f_y} x b_w x d' \\ &= \frac{0,25x\sqrt{30}}{400} x 450 x 536 \\ &= 825,692 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dan, tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{1,4}{f_y} x b_w x d' \\ &= \frac{1,4}{400} x 450 x 536 \\ &= 844,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka gunakan $A_{s \text{ Min}} = 844,2 \text{ mm}^2$.

→ Menghitung kebutuhan tulangan awal:

Asumsi penampang berada dalam kondisi terkontrol tarik ($\phi = 0,9$).

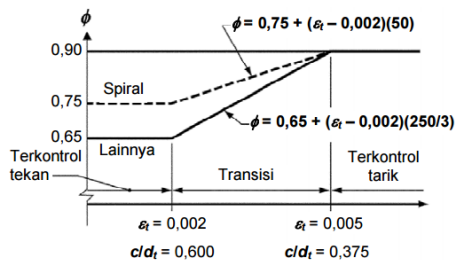
$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi x b x d_x^2} \\ &= \frac{191510000}{0,9 x 450 x 536^2} \\ &= 1,646 \text{ N/mm}^2 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 x f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 x 30} \\ &= 15,686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{Perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2xmRn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,646}{400}} \right) \\ &= 0,0043\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_s &= \rho_{\text{Perlu}} \times b \times d_x \\ &= 0,0043 \times 450 \times 536 \\ &= 1026,8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

→ Kontrol kondisi penampang

Kondisi penampang terkontrol tarik dapat dicek dengan gambar 4.36.



Interpolasi pada c/d_t : Spiral $\phi = 0,75 + 0,15[(1/(c/d_t) - (5/3))]$
Lainnya $\phi = 0,65 + 0,25[(1/(c/d_t) - (5/3))]$

Gambar 4.36 Zona Batas Regangan dan variasi factor reduksi kekuatan ϕ dengan regangan tarik Neto ϵ_t

Dimana nilai $c \leq 0,375d_t$ untuk penampang terkontrol tarik.

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{cx} b} \\ &= \frac{1026,8 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} \\ &= 35,791 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35,791}{0,84} = 42,827 \text{ mm}$$

$$0,375dt = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

Maka, $42,827 \text{ mm} \leq 201 \text{ mm}$ (asumsi awal benar penampang dalam kondisi terkontrol tarik).

→ Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{Mu}{\phi \rho f_y x \left(d_x - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{191510000}{0,9 \times 400 \times \left(536 - \frac{35,791}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq 1026,766 \text{ mm}^2$$

→ Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= A_{s \text{ lentur}} + A_{s \text{ penahan torsi}} \\ &= 1026,766 \text{ mm}^2 + 233,01 \text{ mm}^2 \\ &= 1259,776 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

→ Menentukan jumlah tulangan transversal pakai

$$N_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ Perlu}}}{A_{s \text{ tulangan}}} = \frac{1259,776}{380,13} = 3,31 \approx 5 \text{ buah}$$

→ Cek tulangan terpasang:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &> A_s \text{ perlu} \\ 5 \times 380,13 &> 1259,776 \\ 1900,66 \text{ mm}^2 &> 1259,776 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

→ Cek momen nominal

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b} \\ &= \frac{1900,66 x 400}{0,85 x 30 x 450} \\ &= 66,25 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \cdot 1900,66 \cdot 400 \cdot \left(536 - \frac{66,25}{2} \right) \\ &= 344085983,1 \text{ N.mm} > 191510000 \text{ N.mm} \quad (\mathbf{OK})\end{aligned}$$

→ Kontrol jarak tulangan :

$$\begin{aligned}S &= \frac{b_w - (2x d) - (N x D_{tul}) - (2x \phi)}{N - 1} \\ &= \frac{450 - (2x 40) - (5x 22) - (2x 13)}{5 - 1} \\ &= 58,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\mathbf{OK})\end{aligned}$$

Maka tulangan transversal dipasang satu lapis, dengan jumlah tulangan 5D22.

• Lapangan

→ Kontrol syarat kebutuhan tulangan minimum

Pada setiap penampang, tulangan transversal harus disediakan minimum sesuai pasal 10.5.1 seperti berikut.

$$\begin{aligned}A_{s \text{ min.}} &= \frac{0,25 x \sqrt{f'_c}}{f_y} x b_w x d' \\ &= \frac{0,25 x \sqrt{30}}{400} x 450 x 536 \\ &= 825,692 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dan, tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} A_{s \min} &= \frac{1,4}{f_y} x b_w x d' \\ &= \frac{1,4}{400} x 450 x 536 \\ &= 844,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka gunakan $A_{s \text{ Min}} = 844,2 \text{ mm}^2$.

→ Menghitung kebutuhan tulangan awal:

Asumsi penampang berada dalam kondisi terkontrol tarik ($\phi = 0,9$).

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mu}{\phi x b x d_x^2} \\ &= \frac{190670000}{0,9 x 450 x 536^2} \\ &= 1,639 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

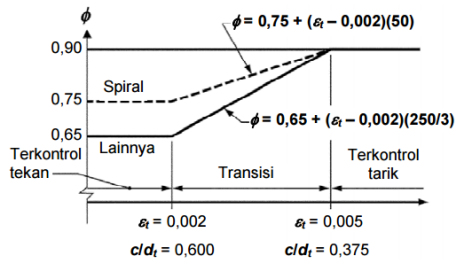
$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 x f'_c} \\ &= \frac{400}{0,85 x 30} \\ &= 15,686 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{Perlu}} &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 15,686 x 1,639}{400}} \right) \\ &= 0,0042 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{Perlu}} x b x d_x \\ &= 0,0042 x 450 x 536 \\ &= 1022,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

→ Kontrol kondisi penampang

Kondisi penampang terkontrol tarik dapat dicek dengan gambar 4.37.



Interpolasi pada c/d_t :
 Spiral $\phi = 0,75 + 0,15[(1/(c/d_t)) - (5/3)]$
 Lainnya $\phi = 0,65 + 0,25[(1/(c/d_t)) - (5/3)]$

Gambar 4.37 Zona Batas Regangan dan variase factor reduksi kekuatan ϕ dengan regangan tarik Neto ϵ_t

Dimana nilai $c \leq 0,375dt$ untuk penampang terkontrol tarik.

$$\begin{aligned}\alpha &= \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_{cxb}} \\ &= \frac{1022,1 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} \\ &= 35,629 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{35,629}{0,84} = 42,633 \text{ mm}$$

$$0,375dt = 0,375 \times 536 = 201 \text{ mm}$$

Maka, $42,633 \text{ mm} \leq 201 \text{ mm}$ (asumsi awal benar penampang dalam kondisi terkontrol tarik).

→ Menentukan kebutuhan tulangan terpasang

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{Mu}{\phi x f_y x \left(d_x - \frac{a}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq \frac{190670000}{0,9 \times 400 \times \left(536 - \frac{35,629}{2} \right)}$$

$$A_{s \text{ perlu}} \leq 1022,1 \text{ mm}^2$$

→ Menentukan jumlah tulangan utama terpasang

$$\begin{aligned} A_{s \text{ perlu}} &= A_{s \text{ lentur}} + A_{s \text{ penahan torsi}} \\ &= 1022,1 \text{ mm}^2 + 233,01 \text{ mm}^2 \\ &= 1255,1 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

→ Menentukan jumlah tulangan transversal pakai

$$N_{\text{tulangan}} = \frac{A_{s \text{ Perlu}}}{A_{s_{\text{tulangan}}}} = \frac{1255,1}{380,13} = 3,30 \approx 5 \text{ buah}$$

→ Cek tulangan terpasang:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &> A_s \text{ perlu} \\ 5 \times 380,13 &> 1255,1 \\ 1900,66 \text{ mm}^2 &> 1255,1 \text{ mm}^2 \quad (OK) \end{aligned}$$

→ Cek momen nominal

$$\begin{aligned} \alpha &= \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b} \\ &= \frac{1900,66 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} \\ &= 66,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 0,9 \cdot 1900,66 \cdot 400 \cdot \left(536 - \frac{66,25}{2} \right) \\
 &= 344085983,1 \text{ N.mm} > 190670000 \text{ N.mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

→ Kontrol jarak tulangan :

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{bw - (2x d) - (N x D_{tul}) - (2x \phi)}{N - 1} \\
 &= \frac{450 - (2x 40) - (5x 22) - (2x 13)}{5 - 1} \\
 &= 58,5 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm} \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Maka tulangan transversal dipasang satu lapis, dengan jumlah tulangan 5D22.

Gaya geser desain (V_e):

- Momen nominal ujung balok SNI 2847:2013 Gbr. S21.5.4 Asumsi sendi plastis terbentuk di ujung balok dengan tegangan tulangan lentur mencapai $1,25 \cdot f_y$, dan Mpr balok adalah balok T, maka nilai A_s pelat sepanjang lebar efektif juga menambah besaran A_s untuk perhitungan Mpr.

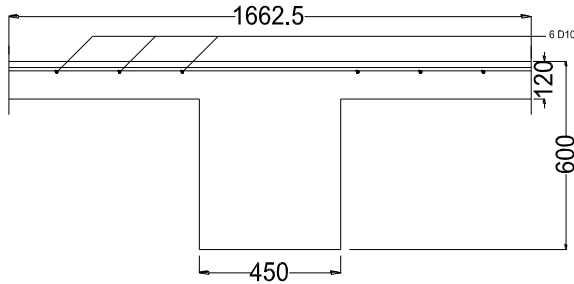
Lebar efektif balok T :

$$b_{\text{eff}} \leq 0,25 \cdot L_n = 0,25 \cdot 6650 = 1662,5 \text{ mm}$$

$$b_{\text{eff}} \leq (2,8 \cdot h_{\text{plt}}) \cdot bw = (2,8 \cdot 120) + 450 = 2370 \text{ mm}$$

Maka, diambil yang menentukan yaitu 1662,5 mm

As tambahan dari balok T :



Gambar 4.38 Penampang Balok T

Pada gambar 4.38 terlihat, terdapat dua tulangan D10 pada penampang sepanjang panjang efektif balok T. Sehingga As untuk perhitungan M_{pr} tumpuan akibat tulangan momen negatif yaitu :

$$A_s = (6.0.25.\pi.10^2) + 3421,17 = 3892,41 \text{ mm}^2$$

M_n tumpuan akibat tulangan momen negatif:

$$a_{pr-1} = \frac{1,25 \times A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \times 3892,41 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} = 169,60 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr-1} &= 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr-1}}{2} \right) \\ &= 1,25 \cdot 3892,41 \cdot 400 \cdot \left(536 - \frac{169,60}{2} \right) \\ &= 878127696 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

M_n tumpuan akibat tulangan momen positif:

$$a_{pr-2} = \frac{1,25 \cdot A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times b} = \frac{1,25 \cdot 1900,66 \times 400}{0,85 \times 30 \times 450} = 82,82 \text{ mm}$$

$$M_{pr-2} = 1,25 \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a_{pr-2}}{2} \right)$$

$$= 1,25.1900,66.400.\left(536 - \frac{82,82}{2}\right)$$

$$= 470023714,7 \text{ N.mm}$$

- Hitung gaya geser akibat M_{pr} SNI 2847:2013 Gbr. S21.5.4
 $V_u = 120780 \text{ N}$ (combo 1,2D+1L)

➤ Struktur bergoyang ke kiri

$$V_{\text{sway_ki}} = \frac{M_{pr_1} + M_{pr_2}}{l_n}$$

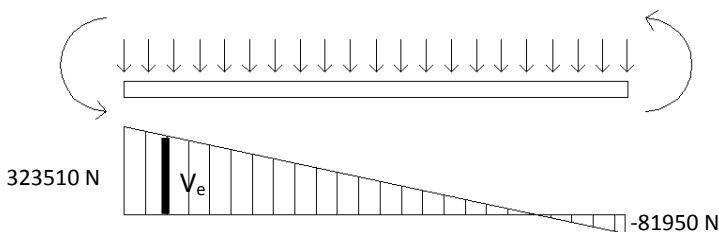
$$= \frac{878127696 + 470023714,7}{6650}$$

$$= 202730 \text{ N}$$

Reaksi ujung kiri balok	Reaksi ujung kanan balok
$= V_u + V_{\text{sway_ki}}$	$= V_u - V_{\text{sway_ki}}$
$= 120780 + 202730$	$= 120780 - 202730$
$= 323510 \text{ N}$	$= -81950 \text{ N}$

$$M_{pr_1} = 878127696 \text{ N.mm}$$

$$M_{pr_2} = 470023714,7 \text{ N.mm}$$



Gambar 4.39 Reaksi ketika struktur bergoyang ke kiri

Dari gambar 4.39 didapat nilai V_e sebesar:

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{323510}{\ln} x(\ln - d) \\
 &= \frac{323510}{6650} x(6650 - 536) \\
 &= 297434,61 \text{ N}
 \end{aligned}$$

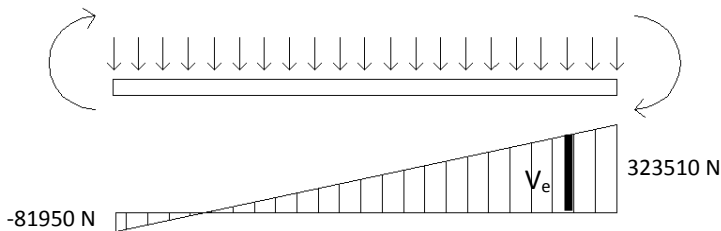
➤ Struktur bergoyang ke kanan

$$\begin{aligned}
 V_{\text{sway_ka}} &= \frac{M_{pr_2} + M_{pr_1}}{\ln} \\
 &= \frac{470023714,7 + 878127696}{6650} \\
 &= 202730 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Reaksi ujung kiri balok	Reaksi ujung kanan balok
$= V_u - V_{\text{sway_ka}}$	$= V_u + V_{\text{sway_ka}}$
$= 120780 - 202730$	$= 120780 + 202730$
$= -81950 \text{ N}$	$= 323510 \text{ N}$

$$M_{pr_2} = 470023714,7 \text{ N.mm}$$

$$M_{pr_1} = 878127696 \text{ N.mm}$$



Gambar 4.40 Reaksi ketika struktur bergoyang ke kanan

Dari gambar 4.40 didapat nilai V_e sebesar:

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{323510}{\ln} x (\ln - d) \\
 &= \frac{323510}{6650} x (6650 - 536) \\
 &= 297434,61 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Perhitungan tulangan transversal penahan geser dan torsi:

- Hitung tulangan di daerah sendi plastis (daerah sepanjang $2h$ dari muka kolom) dan di daerah luar sendi plastis sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 21.5.3.1.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.5.4.2 nilai $V_c = 0$, bila kedua syarat berikut terpenuhi:

$$1. V_e \geq 0,5 \cdot V_u$$

$$297434,61 \text{ N} \geq 0,5 \cdot 120780 \text{ N}$$

$$297434,61 \text{ N} \geq 60930 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

$$2. P_u \leq \frac{A_g \cdot f'_c}{20}$$

$$0 \leq \frac{(450 \cdot 600) \cdot 30}{20} = 4050000 \text{ N} \quad (\text{OK})$$

Maka, nilai V_c dapat diabaikan ($V_c = 0$)

➤ Daerah sendi plastis

$$2 \times h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{297434,61}{0,75} - 0 = 396579,48 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{396579,48}{400 \cdot 536} = 1,85 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

➤ Daerah sendi luar plastis

$$2 \times h = 2 \times 600 = 1200 \text{ mm dari muka kolom}$$

$$V_e = \frac{(6650 - 1200) x (323510 - (-81950))}{6650}$$

$$= 332294,29 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c} \times b_w \times d \\
 &= 0,17 \times \sqrt{30} \times 450 \times 536 \\
 &= 224588,16 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$V_s = \frac{V_e}{\phi} - V_c = \frac{332294,29}{0,75} - 224588,16 = 218470,89 \text{ N}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{V_s}{f_y \cdot d} = \frac{218470,89}{400 \cdot 536} = 1,019 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

- Kebutuhan tulangan transversal penahan geser dan torsi

➤ Daerah sendi plastis

$$\frac{A_v + t}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{A_t}{s} = 1,85 + 0,359 = 2,209 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang 2 kaki diameter 13 mm:

$$A_s = 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,46}{2,209} = 120,17 \text{ mm} \approx 120 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan pada sendi plastis harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 21.5.3.2:

3. Sengkang pertama harus ditempatkan tidak lebih dari 50 mm dari muka komponen struktur penumpu.
4. Spasi sengkang tertutup tidak boleh lebih dari:

$$120 \text{ mm} < \frac{d}{4} = \frac{536}{4} = 134 \text{ mm (Not OK)}$$

$$120 \text{ mm} < 6 \times \text{tul. longitudinal} = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$$

$$120 \text{ mm} < 150 \text{ mm}$$

Karena satu syarat tidak terpenuhi maka spasi tulangan transversal menggunakan, **D13 – 120**.

➤ Daerah luar sendi plastis

$$\frac{A_v + t}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{A_t}{s} = 1,019 + 0,359 = 1,378 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Digunakan sengkang 2 kaki diameter 13 mm:

$$A_s = 2 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 = 265,46 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{265,46}{1,378} = 192,64 \text{ mm} \approx 175 \text{ mm}$$

Syarat jarak tulangan pada daerah diluar sendi plastis harus sesuai dengan SNI 2847:2013 Ps. 21.5.3.4 :

$$175 \text{ mm} < \frac{d}{2} = \frac{536}{2} = 268 \text{ mm} \rightarrow (OK)$$

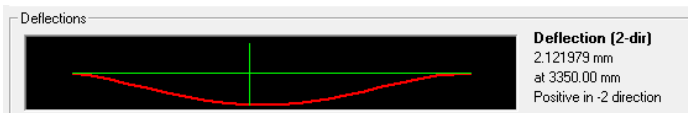
Syarat memenuhi, maka digunakan **D13 – 175**

Kontrol lendutan yang terjadi:

Lendutan izin seketika harus memenuhi SNI 2847:2013 Tabel 9.5(b), yaitu:

$$\frac{l_n}{360} = \frac{6650}{360} = 18,47 \text{ mm}$$

Dari output SAP lendutan akibat kombinasi 1D+1L dapat dilihat pada gambar 4.41 berikut ini :



Gambar 4.41 Grafik lendutan yang terjadi pada balok

Dapat dilihat pada gambar 4.39 bahwa lendutan maksimum terjadi pada 3,35 m tengah bentang dengan lendutan sebesar 2,12 mm.

Cek:

$$\delta_{ijin} < \delta_{terjadi} \rightarrow 18,46 \text{ mm} > 2,12 \text{ mm} \rightarrow OK$$

Kontrol retak:

Menurut SNI 2847:2013 pasal 10.6.4, spasi tulangan terdekat ke muka tarik (S) tidak boleh melebihi yang diberikan oleh:

$$S = 380x\left(\frac{280}{f_s}\right) - 2,5.C_c$$

Tetapi tidak lebih besar dari:

$$S = 380x\left(\frac{280}{f_s}\right)$$

Dimana:

C_c = Jarak terkecil permukaan tulangan ke muka tarik = 40 mm

$$f_s = \frac{2}{3} \times f_y = \frac{2}{3} \times 400 = 266,67 \text{ Mpa}$$

Maka:

$$S = 380x\left(\frac{280}{266,67}\right) - 2,5.40 = 299 \text{ mm}$$

$$S = 380x\left(\frac{280}{266,67}\right) = 399 \text{ mm}$$

Cek:

Yang menentukan adalah $299 \text{ mm} > 64 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$

Panjang penyaluran tulangan berkait:

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.1 panjang penyaluran tulangan berkait (ldh) diambil sesuai dengan nilai:

$$L_{dh} = \frac{f_y \cdot d_b}{5,4 \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \cdot 22}{5,4 \cdot \sqrt{30}} = 297,53 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

dan tidak boleh kurang dari:

$$- 300 \text{ mm} > 8 d_b = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$- 300 \text{ mm} > 150 \text{ mm}$$

Maka dipakai $ldh = 300 \text{ mm}$

Panjang penyaluran tulangan tarik:

- Tulangan atas pada tumpuan yang terpasang sebanyak 9D22, dimana 5 buah tulangan akan dipasang menerus sepanjang bentang dan 4 buah tulangan akan dipotong. M_n tulangan ini adalah sebagai berikut :

$$2D\ 22 \rightarrow A_s = 760,27\text{ mm}^2$$

$$\alpha = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b} = \frac{760,27 x 400}{0,85 x 30 x 450} = 26,5\text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{\alpha}{2} \right) \\ &= 0,9 \cdot 760,27 \cdot 400 \cdot \left(536 - \frac{26,5}{2} \right) \\ &= 143075211,3\text{ N.mm} \rightarrow 143,075\text{ kN.m} \end{aligned}$$

- Untuk mendapatkan lokasi kuat momen nominal rencana 143,075 kNm pada balok, ambil penjumlahan momen dengan menggunakan kombinasi beban 0,9D + kuat momen, M_n di ujung komponen seperti diilustrasikan pada gambar 4.42.

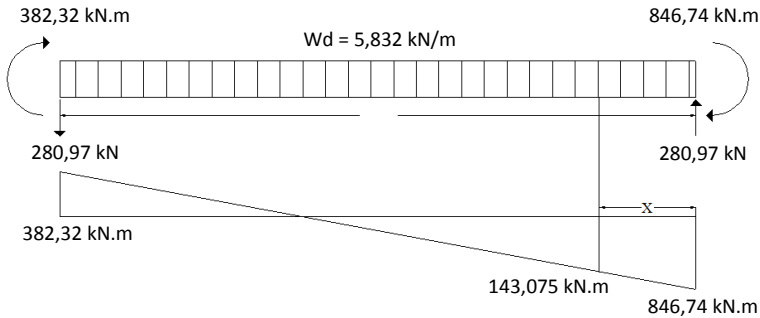
$$M_n = 846735914\text{ Nmm} \rightarrow 846,74\text{ kNm}$$

$$W_d = 0,45 \times 0,6 \times 24 \times 0,9 = 5,832\text{ kN/m}$$

$$\frac{5,832}{2} X^2 - 280,97 X + (846,74 - 382,32) = 0$$

$$X = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} = \frac{-280,97 \pm \sqrt{280,97^2 - 4 \cdot 2,916 \cdot 464,42}}{2 \cdot 2,916} X$$

$$= 1,682\text{ m}$$



Gambar 4.42 Diagram momen pemberhentian tulangan

Seperti yang dapat dilihat pada gambar 4.42 bahwa momen rencana sebesar 143,075 kN.m terletak pada jarak 1,682 m dari muka tumpuan. Data ini dapat dipakai sebagai dasar untuk menentukan titik potong tulangan 9D22. Nilai X perlu ditambahkan dengan ketentuan pada SNI 2847:2013 pasal 12.10.3, yaitu:

$$X + 12 \text{ db} = 1682 \text{ mm} + (12 \times 22) = 1946 \text{ mm} \dots (1)$$

$$X + d = 1682 \text{ mm} + 536 \text{ mm} = 2218 \text{ mm} \dots (2)$$

Kedua nilai diatas perlu dibandingkan dengan nilai panjang penyaluran dalam kondisi tarik yang ditentukan oleh SNI 2847:2013 pasal 12.2, yaitu:

$$\text{db} = 22 \text{ mm}$$

$$\Psi_t = 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (a))}$$

$$\Psi_e = 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (b))}$$

$$\Psi_s = 0,8 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (c))}$$

$$\lambda = 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (d))}$$

$$\text{Cb} = 64$$

$$\text{Ktr} = 0 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.3 (d))}$$

Panjang penyaluran dihitung sesuai dengan rumus pada SNI 2847:2013 pasal 12.2.3:

$$\frac{Cb + Ktr}{db} < 2,5 \rightarrow \frac{64 + 0}{22} < 2,5 \rightarrow 2,91 < 2,5 \rightarrow \text{pakai } 2,5$$

$$\begin{aligned} Ld &= \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}} \times \frac{\psi_t \cdot \psi_a \cdot \psi_s}{\left(\frac{Cb + Ktr}{db} \right)} \right) \times db \\ &= \left(\frac{400}{1,1 \cdot 1 \cdot \sqrt{30}} \times \frac{1 \cdot 1 \cdot 0,8}{(2,5)} \right) \times 22 \\ &= 467,39 \text{ mm} \dots (3) \end{aligned}$$

$Ld_{\min} = 300 \text{ mm} \dots (4)$ (SNI 2847:2013 pasal 12.2.1)

Dari nilai (1), (2), (3), (4) diambil nilai terbesar yaitu 2218 mm $\approx 2250 \text{ mm}$

Namun nilai Ld tersebut perlu ditinjau terhadap SNI 2847:2013 pasal 21.7.5.2 untuk tinggi beton yang dicetak melebihi 300 mm maka:

$$Ld \geq 3,25 l_{dh}$$

$$2250 \text{ mm} \geq 3,25 \times 300 = 975 \text{ mm} \rightarrow \text{OK}$$

Jadi digunakan nilai Ld sebesar 2250 mm.

Panjang penyaluran tulangan tekan:

Menurut SNI 2847:2013 pasal 12.3 panjang penyaluran tulangan dalam kondisi tekan (l_{dc}) tidak boleh kurang dari:

– 200 mm

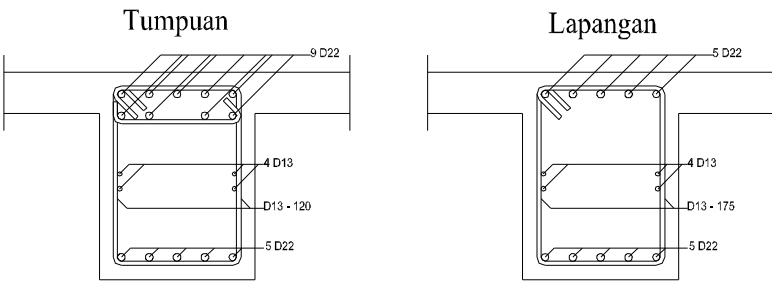
$$- \quad L_{dc} = \left(\frac{0,24 \cdot f_y}{\lambda \cdot \sqrt{f'_c}} \right) \times db = \left(\frac{0,24 \cdot 400}{1 \cdot \sqrt{30}} \right) \times 22 = 385,6 \text{ mm}$$

$$- \quad L_{dc} = 0,043 \cdot f_y \cdot db = 0,043 \cdot 400 \cdot 22 = 378,4 \text{ mm}$$

Yang menentukan adalah 385,6 mm $\approx 400 \text{ mm}$

Hasil perhitungan tulangan:

Torsi tumpuan – lapangan	= 4 D13
Longitudinal tumpuan momen negatif	= 9 D22
Longitudinal tumpuan momen positif	= 5 D22
Longitudinal lapangan momen positif	= 5 D22
Longitudinal lapangan momen negatif	= 5 D22
Transversal tumpuan	= D13 - 120
Transversal lapangan	= D13 - 175



Gambar 4.43 Penulangan Balok Induk (B2)

➤ Resume Penulangan Balok Lantai besmen 2 – lantai 3

Tabel 4.29 Resume Penulangan Balok Induk Lantai Besmen 2 – Lantai 3

Tipe	Dimensi			Ket.	Gaya Dalam			AS Pasang			Tulangan Pasang		
	B	H	L		Momen	Torsi	Geser	Lentur	Torsi	Geser	Lentur	Torsi	Geser
	(m)	(m)	(m)		(T.m)	(T.m)	(T)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ² /mm)			
B1-int	0.45	0.6	7	Mt (-)	24.006	3.430	10.750	1900.66	265.465	1.808	5 D22	2 D13	D13-125
				Mt (+)	12.003			1140.40			3 D22		
				MI (-)	0.000			1140.40	265.465	0.547	4 D22	2 D13	D13-200
				MI (+)	10.750			1140.40			4 D22		
B1-eks	0.45	0.6	7	Mt (-)	33.420	1.245	16.220	2280.80	530.929	1.989	6 D22	4 D13	D13-125
				Mt (+)	16.710			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	0.733	4 D22	4 D13	D13-200
				MI (+)	3.030			1520.53			4 D22		
B2-int	0.45	0.6	7.55	Mt (-)	26.061	0.681	14.533	1900.66	530.929	1.727	5 D22	4 D13	D13-125
				Mt (+)	13.031			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1900.66	530.929	0.493	5 D22	4 D13	D13-200
				MI (+)	26.062			1900.66			5 D22		
B2-eks	0.45	0.6	7.55	Mt (-)	38.140	1.218	11.590	2660.93	530.929	1.916	7 D22	4 D13	D13-125
				Mt (+)	19.070			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	0.964	4 D22	4 D13	D13 -200
				MI (+)	11.590			1520.53			4 D22		

➤ Resume Penulangan Balok Lantai 4 – lantai 8

Tabel 4.30 Resume Penulangan Balok Induk Lantai 4 – Lantai 8

Tipe	Dimensi			Ket.	Gaya Dalam			AS <small>Pasang</small>			Tulangan Pasang		
	B	H	L		Momen	Torsi	Geser	Lentur	Torsi	Geser	Lentur	Torsi	Geser
	(m)	(m)	(m)		(T.m)	(T.m)	(T)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ² /mm)			
B1-int	0.45	0.6	7	Mt (-)	41.030	4.400	12.560	2660.93	530.929	2.196	7 D22	4 D13	D13-120
				Mt (+)	14.250			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	1.203	4 D22	4 D13	D13-200
				MI (+)	12.490			1520.53			4 D22		
B1-eks	0.45	0.6	7	Mt (-)	36.035	0.023	8.172	2660.93	530.929	1.473	7 D22	4 D13	D13-150
				Mt (+)	18.990			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	0.729	4 D22	4 D13	D13-200
				MI (+)	7.052			1520.53			4 D22		
B2-int	0.45	0.6	7.55	Mt (-)	49.872	3.316	12.078	3421.19	530.929	2.209	9 D22	4 D13	D13-120
				Mt (+)	19.150			1900.66			5 D22		
				MI (-)	0.000			1900.66	530.929	1.378	5 D22	4 D13	D13-175
				MI (+)	19.070			1900.66			5 D22		
B2-eks	0.45	0.6	7.55	Mt (-)	38.730	6.930	9.620	2660.93	530.929	2.260	7 D22	4 D13	D13-100
				Mt (+)	16.220			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	1.410	4 D22	4 D13	D13 -175
				MI (+)	8.390			1520.53			4 D22		

➤ Resume Penulangan Balok Lantai 9 – lantai 13

Tabel 4.31 Resume Penulangan Balok Induk Lantai 9 – Lantai 13

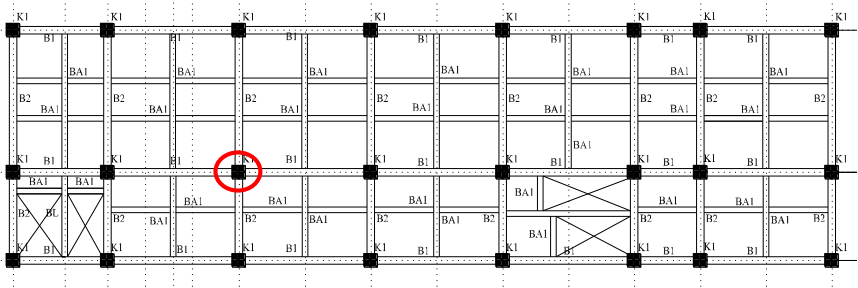
Tipe	Dimensi			Ket.	Gaya Dalam			AS Pasang			Tulangan Pasang		
	B	H	L		Momen	Torsi	Geser	Lentur	Torsi	Geser	Lentur	Torsi	Geser
	(m)	(m)	(m)		(T.m)	(T.m)	(T)	(mm ²)	(mm ²)	(mm ² /mm)			
B1-int	0.45	0.6	7	Mt (-)	38.340	3.840	12.603	2660.93	265.465	2.054	7 D22	2 D13	D13-125
				Mt (+)	11.420			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	265.465	0.994	4 D22	2 D13	D13-200
				MI (+)	12.510			1520.53			4 D22		
B1-eks	0.45	0.6	7	Mt (-)	34.380	5.590	8.470	2280.80	530.929	1.936	6 D22	2 D13	D13-125
				Mt (+)	16.840			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	1.054	4 D22	2 D13	D13-200
				MI (+)	7.122			1520.53			4 D22		
B2-int	0.45	0.6	7.55	Mt (-)	50.610	3.265	17.250	3421.19	530.929	2.346	9 D22	4 D13	D13-100
				Mt (+)	10.644			1900.66			5 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	1.099	4 D22	4 D13	D13-200
				MI (+)	17.250			1520.53			4 D22		
B2-eks	0.5	0.6	7.55	Mt (-)	38.030	6.740	4.380	2660.93	530.929	2.437	7 D22	4 D13	D13-100
				Mt (+)	14.780			1520.53			4 D22		
				MI (-)	0.000			1520.53	530.929	2.075	4 D22	4 D13	D13 -125
				MI (+)	8.511			1520.53			4 D22		

4.7.2 Perencanaan Kolom

Pada struktur Hotel Premier Inn Surabaya terdapat beberapa jenis kolom. Sebagai contoh perhitungan, akan didesain kolom interior yang terletak pada As 3-B. Dengan data perencanaan sebagai berikut :

Data perencanaan:

Tipe kolom	:	K2
Tinggi Kolom	(L)	: 3500 mm
Dimensi kolom	(b)	: 900 mm
	(h)	: 900 mm
Diameter tulangan	(lentur)	: 25 mm (490,87 mm ²)
	(geser)	: 13 mm (132,7 mm ²)
Mutu tulangan	(lentur) f_y	: 400 Mpa
	(geser) f_y	: 400 Mpa
Mutu beton	(f'_c)	: 35 Mpa
Selimut beton	(cover)	: 40 mm
		(SNI 2847:2013 pasal 7.7.1)
Tinggi efektif	(d')	: 934,5 mm
	(d'')	: 65,5 mm
(β_1)	$= 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7}$	
	(SNI 03-2847-2013 Ps.10.2.7.3)	
	$= 0,85 - 0,05 \frac{(35 - 28)}{7}$	
	$= 0,8$	



Gambar 4.44 Denah lokasi kolom yang ditinjau

Gaya dalam kolom:

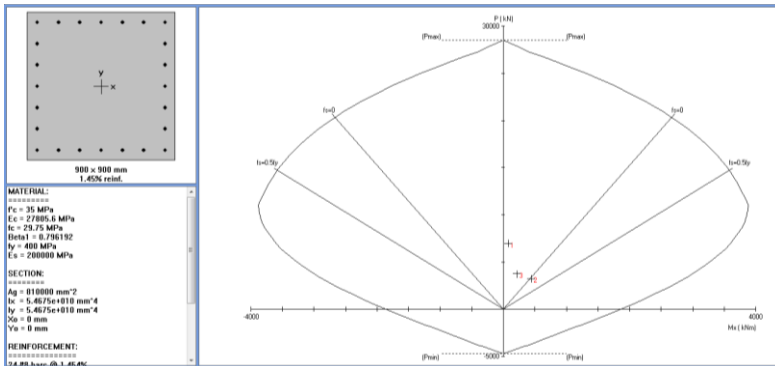
Menggunakan program bantu SAP, maka didapat gaya dalam kolom seperti yang disajikan pada Tabel 4.30 baik untuk kolom atas maupun kolom dibawahnya karena kolom pada lantai 3 – lantai 7 merupakan satu tipe kolom.

Tabel 4.32 Output gaya dalam kolom

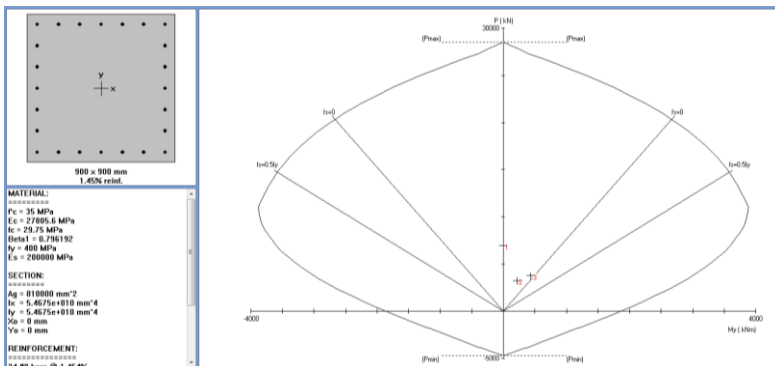
No.	Combo	P	M_x	M_y
		kN	kN.m	kN.m
1.	1,2D+1,6L	6970,65	79,95	0,48
2.	1,2D+1L±EY	3239,38	445,190	216,81
3.	1,2D+1L±EX	3736,42	218,510	436,670

Perencanaan tulangan lentur :

Dengan menggunakan program bantu pcaColumn, semua gaya dalam dari Tabel 4.32 diinput ke dalam program bantu sebagai beban. Dari beberapa kali percobaan maka didapat *output* seperti pada Gambar 4.45 untuk arah x dan Gambar 4.46 untuk arah y.



Gambar 4.45 Diagram interaksi kolom K2 (arah X)



Gambar 4.46 Diagram interaksi kolom K2 (arah Y)

Digunakan tulangan 24 D25 dengan rasio tulangan sebesar 1,45% dan jarak minimal antar tulangan sebesar 103,6 mm. Kemudian dilakukan kontrol pemasangan tulangan longitudinal berdasarkan SNI 2847:2013.

- Cek batas tulangan komponen tekan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.3.1:
 $1\% < 1,45\% < 6\%$ (**OK**)

- Cek batas spasi bersih tulangan berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 7.6.1:
103,6 mm > 25 mm (**OK**)

Kontrol Strong Column Weak Beam Interior :

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai ΣM_{nc} pada joint (AS 3-B) diperoleh dari diagram interaksi kolom, dengan mengambil nilai momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang sama. Untuk ΣM_{nb} pada joint (AS 3-B) nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

➤ ΣM_{nc} pada joint AS 3-B (Arah X)

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu NA
1	6970.65	79.95	3598.88	45.014
2	3239.38	445.13	2861.63	6.446
3	3736.42	218.51	2992.89	13.697

Kolom Bawah

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu NA
1	6423.98	98.74	3521.92	35.669
2	6246.19	442.89	3492.49	7.886
3	3565.73	59.22	2951.08	49.837

Kolom Atas

Gambar 4.47 Output diagram interaksi kolom arah X

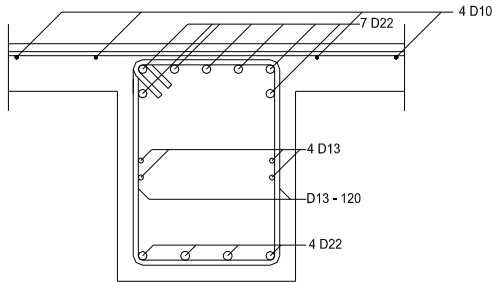
Pada Gambar 4.47 didapat nilai M_{nc} terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai ΣM_{nc} seperti berikut:

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\
 &= 2869,63 + 2951,08 \\
 &= 5820,71 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

➤ ΣM_{nb} pada joint AS 3-B (Arah X)

Ditinjau terhadap balok B1 (AS B-2,3) tumpuan kanan dan balok B1 (AS B-3,4) tumpuan kiri dimana nilai ΣM_{nb} diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama. Untuk balok induk B1 (AS B-2,3) dan B1 (AS B-3,4) merupakan balok dengan tipe

yang sama gambar 4.48 , maka untuk perhitungan nilai M_{nb} cukup dilakukan satu kali perhitungan saja.



Gambar 4.48 Gambar detail penulangan balok B1

Tumpuan kanan (M_{nb1}):

As balok : 7 D22 ($2660,9 \text{ mm}^2$)

As pelat dalam lebar eff. : 4 D10 ($314,2 \text{ mm}^2$)

As total = $2660,9 + 314,2 = 2975,1 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{2975,1 \times 400}{0,85 \times 35 \times 450} = 88,9 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left(40 + 13 + 22 + \frac{40}{2}\right) = 505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 2975,1 \cdot 400 \cdot \left(505 - \frac{88,9}{2}\right) \\ &= 548075798,61 \text{ N.mm} = 548,08 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tumpuan kiri (M_{nb2}):

As balok : 4 D22 ($1520,5 \text{ mm}^2$)

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1520,5 \times 400}{0,85 \times 35 \times 450} = 45,4 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left(40 + 13 + 22 + \frac{40}{2}\right) = 505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 1520,5 \cdot 400 \cdot \left(505 - \frac{45,4}{2} \right) \\
 &= 293331273,59 \text{ N.mm} = 293,33 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok ΣM_{nb} :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nb} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\
 &= 548,08 + 293,33 \\
 &= 841,41 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

❖ Syarat strong column weak beam (Arah X) :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\
 5820,71 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 841,41 \\
 5820,71 \text{ kN.m} &\geq 1009,7 \text{ kN.m} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah X terpenuhi.

➤ ΣM_{nc} pada joint AS 3-B (Arah Y)

No.	Pu kN	Muy kNm	fMny kNm	fMn/Mu NA
1	6970.65	0.48	3538.88	999.999
2	3239.38	216.81	2869.63	13.236
3	3736.42	436.67	2992.89	6.854

Kolom Bawah

No.	Pu kN	Muy kNm	fMny kNm	fMn/Mu NA
1	6423.98	0.86	3521.92	999.999
2	6246.19	86.13	3492.49	40.549
3	3565.73	285.31	2951.08	10.343

Kolom Atas

Gambar 4.49 Output diagram interaksi kolom arah Y

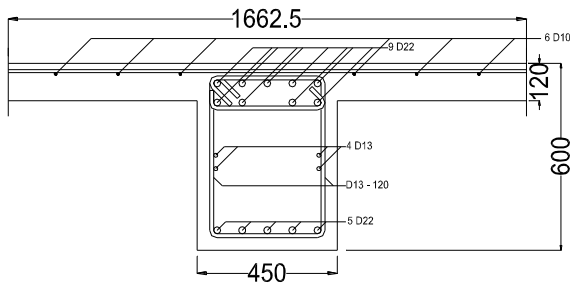
Pada Gambar 4.49 didapat nilai M_{nc} terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai ΣM_{nc} seperti berikut:

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\
 &= 2869,63 + 2951,08 \\
 &= 5820,71 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

➤ **ΣM_{nb} pada joint AS 3-B (Arah Y)**

Ditinjau terhadap balok B2 (AS 3-A,B) tumpuan kanan dan balok B2 (AS 3-B,C) tumpuan kiri Gambar 4.50 dimana nilai ΣM_{nb} diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

Tumpuan kanan (M_{nb3}):



Gambar 4.50 Gambar detail penulangan balok B2

As balok : 9 D22 ($3421,2 \text{ mm}^2$)

As pelat dalam lebar eff. : 6 D10 ($471,2 \text{ mm}^2$)

As total = $3421,2 + 471,2 = 3892,4 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{3892,4 \cdot 400}{0,85 \cdot 35 \cdot 450} = 116,3 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left(40 + 13 + 22 + \frac{40}{2} \right) = 505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 3892,4 \cdot 400 \cdot \left(505 - \frac{116,3}{2} \right) \\ &= 695733116,58 \text{ N.mm} = 695,73 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tumpuan kiri (Mnb4) :As balok : 5 D22 (1900,7 mm²)

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b} = \frac{1900,7 \times 400}{0,85 \times 35 \times 450} = 56,8 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left(40 + 13 + 22 + \frac{40}{2} \right) = 505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 1900,7 \cdot 400 \cdot \left(505 - \frac{56,8}{2} \right) \\ &= 362346605,44 \text{ N.mm} = 362,35 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok ΣM_{nb} :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_{nb3} + M_{nb4} \\ &= 695,73 + 362,35 \\ &= 1058,08 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

❖ Syarat strong column weak beam (Arah Y) :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 5820,71 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 1058,08 \\ 5820,71 \text{ kN.m} &\geq 1269,7 \text{ kN.m (OK)} \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah Y terpenuhi.

Kontrol Strong Column Weak Beam Eksterior:

Berdasarkan SNI 2847:2013 pasal 21.6.2 dimana nilai ΣM_{nc} pada joint (AS 3-C) diperoleh dari diagram interaksi kolom, dengan mengambil nilai momen yang dihasilkan dari gaya aksial terfaktor yang menghasilkan kekuatan lentur terendah kolom atas dan kolom bawah yang menuju pada joint yang

sama. Untuk ΣM_{nb} pada joint (AS 3-C) nilainya ditentukan dari jumlah kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

➤ ΣM_{nc} pada joint AS 3-C (Arah X)

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu NA
1	5676.08	336.92	3393.74	10.073
2	4701.31	95.84	3211.24	33.505
3	6175.37	104.99	3480.58	33.153

Kolom Bawah

Factored Loads and Moments with Corresponding Capacities:

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu NA
1	5266.06	285.41	3318.90	11.628
2	4372.73	77.76	3142.60	40.417
3	5723.33	90.58	3402.17	37.561

Kolom Atas

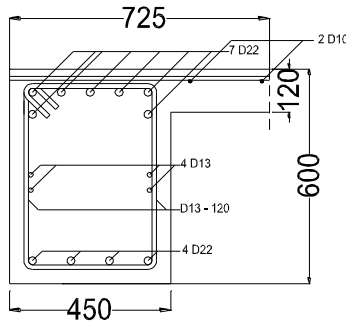
Gambar 4.51 Output diagram eksterior kolom arah X

Pada gambar 4.51 didapat nilai M_{nc} terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai ΣM_{nc} seperti berikut:

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\
 &= 3211,2 + 3142,6 \\
 &= 6353,8 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

➤ ΣM_{nb} pada joint AS 4-C (Arah X)

Ditinjau terhadap balok B1 (AS C-2,3) tumpuan kanan dan balok B1 (AS C-3,4) tumpuan kiri dimana nilai ΣM_{nb} diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama. Untuk balok induk B1 (AS C-2,3) dan B1 (AS C-3,4) merupakan balok dengan tipe yang sama Gambar 4.52, maka untuk perhitungan nilai M_{nb} cukup dilakukan satu kali perhitungan saja.



Gambar 4.52 Gambar detail penulangan balok B1 eksterior

Tumpuan kanan (Mnb1):

As balok : 7 D22 (2660,9 mm²)

As pelat dalam lebar eff. : 2 D10 (157,1 mm²)

As total = 2660,9 + 157,1 = 2818 mm²

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot x_f' \cdot c \cdot x b} = \frac{2818 \times 400}{0,85 \times 35 \times 450} = 84,2 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left(40 + 13 + 22 + \frac{40}{2} \right) = 505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= As \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 2818 \cdot 400 \cdot \left(505 - \frac{84,2}{2} \right) \\ &= 521783487,01 \text{ N.mm} = 521,78 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Tumpuan kiri (Mnb2):

As balok : 4 D22 (1520,5 mm²)

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0,85 \cdot x_f' \cdot c \cdot x b} = \frac{1520,5 \times 400}{0,85 \times 35 \times 450} = 45,4 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left(40 + 13 + 22 + \frac{40}{2}\right) = 505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) \\ &= 1520,5 \cdot 400 \cdot \left(505 - \frac{45,4}{2}\right) \\ &= 293331273,59 \text{ N.mm} = 293,331 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok ΣM_{nb} :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nb} &= M_{nb1} + M_{nb2} \\ &= 521,78 + 293,331 \\ &= 815,11 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

❖ Syarat strong column weak beam (Arah X) :

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\ 6353,8 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 815,11 \\ 6353,8 \text{ kN.m} &\geq 978,1 \text{ kN.m} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah X terpenuhi.

➤ ΣM_{nc} pada joint AS 3-C (Arah Y)

No.	Pu kN	Muy kNm	fMny kNm	fMn/Mu NA
1	5676.08	75.39	3393.74	45.018
2	4701.31	435.74	3211.24	7.370
3	6175.37	110.21	3480.58	31.580

Kolom Bawah

No.	Pu kN	Muy kNm	fMny kNm	fMn/Mu NA
1	5266.06	128.03	3318.90	25.922
2	4372.73	385.94	3142.60	8.143
3	5723.33	5.06	3402.17	671.768

Kolom Atas

Gambar 4.53 Output diagram eksterior kolom arah Y

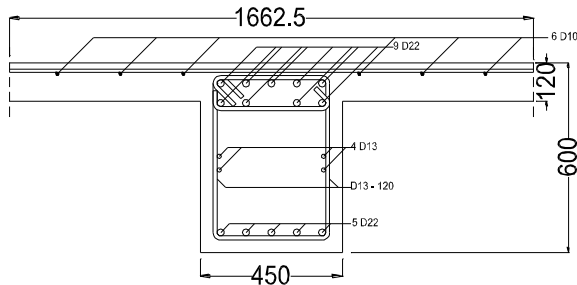
Pada Gambar 4.53 didapat nilai M_{nc} terendah kolom dimana untuk kolom atas dan bawah nilainya diambil sama. Sehingga didapatkan nilai ΣM_{nc} seperti berikut:

$$\begin{aligned} \Sigma M_{nc} &= M_{nc1} + M_{nc2} \\ &= 3211,2 + 3142,6 \\ &= 6353,8 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ **ΣM_{nb} pada joint AS 3-C (Arah Y)**

Ditinjau hanya terhadap balok B2 (AS 3-B,C) tumpuan kanan Gambar 4.54 dimana nilai ΣM_{nb} diambil dari penjumlahan kekuatan lentur nominal balok yang menuju ke dalam joint yang sama.

Tumpuan kanan (Mnb3):



Gambar 4.54 Gambar detail penulangan balok B2 interior

As balok : 9 D22 ($3421,2 \text{ mm}^2$)

As pelat dalam lebar eff. : 6 D10 ($471,2 \text{ mm}^2$)

As total = $3421,2 + 471,2 = 3892,4 \text{ mm}^2$

$$a = \frac{A_s x f_y}{0,85 x f'_c x b} = \frac{3892,4 x 400}{0,85 x 35 x 450} = 116,3 \text{ mm}$$

$$d = 600 - \left(40 + 13 + 22 + \frac{40}{2} \right) = 505 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{nb} &= A_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 3892,4 \cdot 400 \cdot \left(505 - \frac{116,3}{2} \right) \\ &= 695733116,58 \text{ N.mm} = 695,733 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dari perhitungan balok induk diatas, didapatkan nilai kuat momen balok ΣM_{nb} :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nb} &= M_{nb3} + M_{nb4} \\
 &= 695,733 + 0 \\
 &= 695,733 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

❖ Syarat *strong column weak beam* (Arah Y) :

$$\begin{aligned}
 \Sigma M_{nc} &\geq 1,2 \Sigma M_{nb} \\
 6353,8 \text{ kN.m} &\geq 1,2 \times 695,733 \\
 6353,8 \text{ kN.m} &\geq 834,88 \text{ kN.m} \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Jadi, syarat dari *strong column weak beam* pada arah Y terpenuhi.

Perencanaan tulangan geser:

- Panjang l_0 dari muka kolom

Tulangan transversal harus dipasang sepanjang panjang l_0 dari setiap muka joint dan pada kedua sisi sebarang penampang dimana pelelehan lentur sepertinya terjadi sebagai akibat dari perpindahan lateral inelastik rangka yang disyaratkan pada SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.1. Panjang l_0 tidak boleh kurang dari yang terbesar dari :

- $l_0 \geq 600 \text{ mm}$
- $l_0 \geq \frac{1}{6} \times 2900 = 483,33 \text{ mm} \approx 500 \text{ mm}$
- $l_0 \geq 450 \text{ mm}$

Maka l_0 pakai adalah yang paling menentukan yaitu 600 mm.

- Spasi tulangan transversal sepanjang l_0

Menurut SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.3 spasi tulangan transversal sepanjang panjang l_0 komponen struktur tidak boleh melebihi yang terkecil dari :

- $S \leq \frac{1}{4} \times b = \frac{1}{4} \times 1000 = 250 \text{ mm}$
- $S \leq 6 d_b = 6 \times 22 = 132 \text{ mm}$

$$- S \leq 100 + \left(\frac{350 - hx}{3} \right) = 100 + \left(\frac{350 - 453,5}{3} \right) = 65,5 \text{ mm}$$

$$- S \leq 150 \text{ mm}$$

$$- S \leq 100 \text{ mm}$$

Maka digunakan spacing yang paling menentukan yaitu, $S = 100 \text{ mm}$.

- Tulangan transversal minimum

Luas penampang total tulangan sengkang persegi, Ash tidak boleh kurang dari yang disyaratkan oleh SNI 2847:2013 pasal 21.6.4.4, berikut:

$$bc = 900 - (2.40) - 13 = 807 \text{ mm}$$

$$Ag = 900 \times 900 = 810000 \text{ mm}^2$$

$$Ach = (900 - (2.40))^2 = 672400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Ash &= 0,3 \cdot \frac{S \cdot bc \cdot f'c}{fyt} \cdot \left[\left(\frac{Ag}{Ach} \right) - 1 \right] \\ &= 0,3 \cdot \frac{100 \cdot 807 \cdot 35}{400} \cdot \left[\left(\frac{810000}{672400} \right) - 1 \right] \end{aligned}$$

$$= 433,5 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} Ash &= 0,09 \cdot \frac{S \cdot bc \cdot f'c}{fyt} \\ &= 0,09 \cdot \frac{100 \cdot 807 \cdot 35}{400} \\ &= 635,51 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi Ash diambil yang terbesar yaitu $635,51 \text{ mm}^2$.

- Kebutuhan tulangan transversal

Asumsi awal tulangan transversal 2 kaki D13 dengan $Av = 265,5 \text{ mm}^2$. Maka:

$$n = \frac{Ash}{Av} = \frac{635,51}{265,5} = 2,394 \approx 4 \text{ kaki}$$

karena syarat pemasangan tulangan transversal yang tidak boleh melebihi 350 mm sesuai syarat SNI 2847:2013 Gbr. S21.6.4.2, maka tulangan transversal pakai adalah 4 kaki D13 – 100.

Dengan Ash seperti berikut:

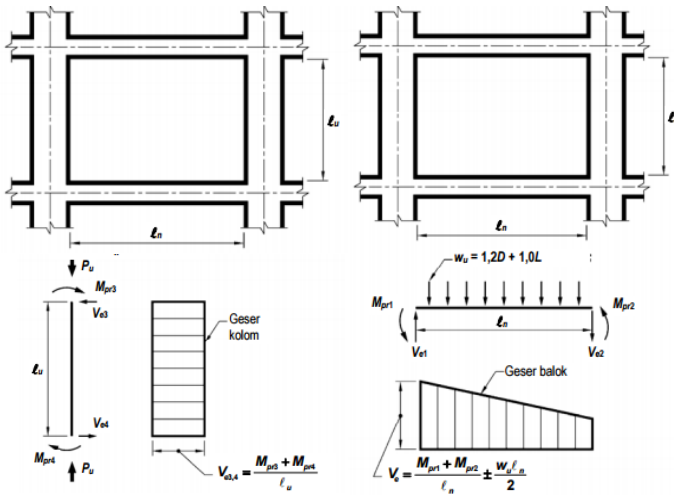
$$\begin{aligned} \text{Ash} &= n \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 4 \times 0,25 \times \pi \times 13^2 \\ &= 1061,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jadi tulangan transversal pakai adalah 4 kaki D13 – 100.

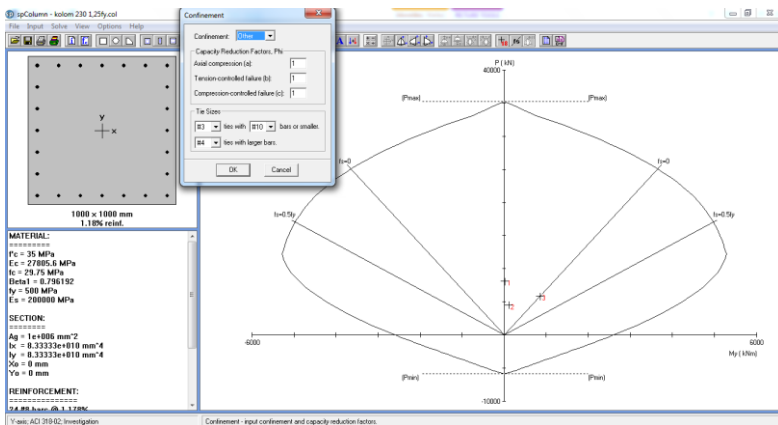
- Spasi tulangan transversal diluar l_0 :
Diluar panjang l_0 ,kolom harus mengandung tulangan spiral atau sengkang dengan spasi minimum yang memenuhi SNI 2847:2013 Pasal 21.6.4.5 ,berikut:
– $S \leq 6 \text{ db} = 6 \times 25 = 150 \text{ mm}$
– $S \leq 150 \text{ mm}$
Jadi nilai S tidak boleh melebihi yang terkecil dari nilai diatas, maka S pakai adalah 150 mm.

- Kontrol kekuatan tulangan transversal pada kolom.
Tulangan transversal sebagai penahan gaya geser harus didesain dengan gaya geser V_e dimana nilainya tidak boleh lebih kecil dari gaya geser terfaktor dari analisa struktur dan momen ujung M_{pr} untuk kolom tidak perlu lebih besar dari momen yang dihasilkan oleh M_{pr} balok yang berada pada joint balok-kolom yang sama dimana nilainya diatur dalam SNI 2847:2013 Pasal 21.6.5.1, dan dapat dihitung seperti pada Gambar 4.50.

Nilai M_{pr} kolom didapat dari diagram interaksi kolom yang menghasilkan nilai momen terfaktor terbesar akibat beban P_u terfaktor dengan menggunakan nilai $f_s = 1,25 f_y$ dan $\phi = 1$ dimana nilai tersebut adalah kekuatan leleh yang ditetapkan. Untuk nilai M_{pr} kolom struktur ini dapat dilihat pada Gambar 4.52 dimana kolom atas dan bawah memiliki nilai yang sama karena kolom lantai 3 – lantai 7 merupakan satu tipe kolom.



Gambar 4.55 Gaya geser desain untuk balok dan kolom



Gambar 4.56 Hasil output pca-Column untuk kolom

No.	Pu kN	Mux kNm	fMnx kNm	fMn/Mu NA
1	6970.65	79.95	2633.01	32.933
2	3239.38	445.19	2373.75	6.680
3	3736.42	218.51	3079.21	14.092

Kolom Bawah

No.	Pu kN	Muy kNm	fMny kNm	fMn/Mu NA
1	6423.98	0.86	3826.02	999.999
2	6246.19	86.13	3800.72	44.128
3	3565.73	285.31	3296.94	11.556

Kolom Atas

Gambar 4.57 Nilai Mpr Kolom Tipe K2

Jadi, dari diagram interaksi kolom pada Gambar 4.57 didapatkan nilai Mpr untuk Kolom atas adalah 3826,02 kN.m dan kolom bawah 3079,21 kN.m, nilai Mpr untuk kolom tidak perlu diambil lebih besar dari nilai Mpr balok 878 kN.m. Maka nilai Mpr pakai untuk perhitungan V_e yaitu Mpr dari balok dan nilainya tidak boleh diambil kurang dari V_u output SAP.

$$\begin{aligned}
 V_e &= \frac{M_{pr1} + M_{pr2}}{L_n} \\
 &= \frac{878127696 + 878127696}{2900} \\
 &= 605605,31 \text{ N} \\
 V_e &= 606 \text{ kN} \geq V_{u_{SAP}} = 157,1 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

- Kontrol gaya geser nominal
Menurut SNI 2847:2013 Pasal 11.1.1 kuat geser nominal harus memenuhi persamaan berikut :

$$V_e \leq \phi V_n$$

$$V_e \leq \phi (V_s + V_c)$$

Dimana:

V_n = Gaya geser nominal

V_s = Gaya geser tulangan

V_c = Gaya geser beton

➤ Gaya geser beton

Gaya geser beton dapat diabaikan ($V_c = 0$) sesuai SNI 2847:2013 pasal 21.6.5.2 bila beberapa syarat berikut ini terpenuhi:

$$\begin{aligned} 1. V_e &\geq 0,5 \cdot V_u \\ 606 \text{ kN} &\geq 0,5 \cdot 157,1 \text{ N} \\ 606 \text{ kN} &\geq 78,55 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 2. P_u &\leq \frac{A_g \cdot f'_c}{10} \\ 6970650 \text{ N} &\leq \frac{(900 \cdot 900) \cdot 35}{10} \\ 6970650 \text{ N} &\leq 2835000 \text{ N} \\ 6970,65 \text{ kN} &> 2835 \text{ kN} \quad (\text{Not OK}) \end{aligned}$$

Jadi penampang perlu ditinjau terhadap nilai V_c nya.

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.2 untuk komponen struktur yang dikenai tekan aksial, maka nilai V_c nya :

$$\begin{aligned} V_c &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{P_u}{14 \cdot A_g} \right) \cdot \lambda \cdot \sqrt{f'_c} \cdot b \cdot w \cdot d \\ &= 0,17 \cdot \left(1 + \frac{69706,5}{14 \cdot (900 \times 900)} \right) \cdot 1 \cdot \sqrt{35} \cdot 900 \cdot 834,5 \\ &= 759999,3 \text{ N} \\ &= 760 \text{ kN} \end{aligned}$$

➤ Gaya geser tulangan

Untuk nilai gaya geser tulangan (V_s) dihitung berdasarkan tulangan confinement (A_{sh}) dan spasi (S) terpasang sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.4.7.2, berikut:

$$V_s = \frac{A_{sh} \cdot f_{yt} \cdot d}{S} = \frac{1061,9 \cdot 400 \cdot 834,5}{100} = 3544483,1 \text{ N}$$

Jadi kontrol untuk gaya geser nominal dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_n &= V_s + V_c \\
 &= 3544,5 + 760 \\
 &= 4304,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{aligned}
 V_e &\leq \phi V_n \\
 606 \text{ kN} &\leq 0,75 \times 4304,5 \text{ kN} \\
 606 \text{ kN} &\leq 3228 \text{ kN} \quad (OK)
 \end{aligned}$$

Maka tulangan transversal sebagai confinement 4 kaki D13-100 dapat digunakan sejarak 500 mm dari muka joint dan 4 kaki D13-150 diluar dari jarak tersebut untuk tipe kolom K1.

Penyaluran Sambungan Tulangan Vertikal Kolom

Sambungan tulangan kolom yang diletakkan di tengah tinggi kolom harus memenuhi ketentuan panjang lewatan l_d yang ditentukan oleh SNI 2847:2013 Pasal 12.2.3, dimana :

$$\begin{aligned}
 d_b &= 25 \text{ mm} \\
 \Psi_t &= 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (a))} \\
 \Psi_e &= 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (b))} \\
 \Psi_s &= 0,8 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (c))} \\
 \lambda &= 1 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.4 (d))} \\
 C_b &= 64 \\
 K_{tr} &= 0 \text{ (SNI 2847:2013 Ps. 12.2.3 (d))}
 \end{aligned}$$

Panjang penyaluran dihitung sesuai dengan rumus pada SNI 2847:2013 pasal 12.2.3:

$$\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} < 2,5 \rightarrow \frac{64 + 0}{22} < 2,5 \rightarrow 2,91 < 2,5 \rightarrow \text{pakai } 2,5$$

$$l_d = \left(\frac{f_y}{1,1 \cdot \lambda \cdot \sqrt{f_c}} \times \frac{\Psi_t \cdot \Psi_a \cdot \Psi_s}{\left(\frac{C_b + K_{tr}}{d_b} \right)} \right) \times d_b$$

$$= \left(\frac{400}{1,1 \cdot 1,1 \cdot \sqrt{35}} \times \frac{1,1 \cdot 0,8}{(2,5)} \right) \times 22$$

$$= 432,72 \text{ mm}$$

Jadi, didapat panjang sambungan lewatan tulangan kolom (ld) sepanjang 450 mm.

Panjang Penyaluran pada Ujung Joint

Untuk diameter 10 – 36, panjang penyalur l_{dh} untuk batang tulangan dengan kait 90 derajat pada beton normal tidak boleh kurang dari yang terbesar. Sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.7.5.1.

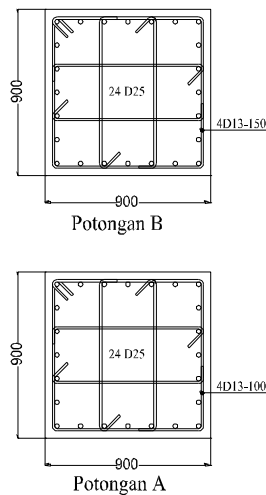
$$l_{dh} \geq 8 \text{ db} = 8 \times 22 = 176 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq 150 \text{ mm}$$

$$l_{dh} \geq \frac{f_y \cdot db}{5,4 \cdot \sqrt{f'_c}} = \frac{400 \cdot 22}{5,4 \cdot \sqrt{35}} = 275,46 \text{ mm}$$

Jadi, digunakan $l_{dh} = 300 \text{ mm}$

• **Gambar penulangan Kolom Tipe K2**



Gambar 4.58 Penulangan Kolom (K2)

Desain Hubungan Balok Kolom:

- Syarat panjang joint

Untuk beton normal, dimensi kolom yang sejajar tulangan balok tidak boleh kurang dari 20 kali diameter tulangan longitudinal terbesar balok SNI 2847:2013 Pasal 21.7.2.3.

$$b = h = 900 \text{ mm} > 20 \text{ db}$$

$$900 \text{ mm} > 20 \times 22 \text{ mm}$$

$$900 \text{ mm} > 440 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- Kebutuhan tulangan geser joint

Untuk joint interior, bilamana balok merangka ke dalam empat sisi joint maka jumlah tulangan diizinkan direduksi dengan setengahnya dari tulangan yang dibutuhkan di ujung-ujung kolom. Spasi vertical tulangan ini diizinkan untuk ditingkatkan sampai 150 mm SNI 2847:2013 Pasal 21.7.3.2.

Syarat reduksi kebutuhan tulangan geser joint:

$$b_w \geq 0,75 b_{klm}$$

$$450 \text{ mm} \geq 0,75 \times 900 \text{ mm}$$

$$450 \text{ mm} < 675 \text{ mm} \quad (\text{Not OK})$$

Kebutuhan tulangan :

$$\frac{A_{sh}}{S} = \frac{635,51}{100} = 6,355 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

sebagai pakai, 4 D13 – 100 dengan $A_{sh} = 1062 \text{ mm}^2$

$$S \leq \frac{1062}{6,355} = 167,09 \text{ mm}$$

$$S \leq 100 \text{ mm}$$

Jadi, tulangan transversal pakai untuk HKB adalah 4 kaki D13-100.

- Gaya geser pada joint

Arah sb. Y :

➤ Nilai $M_{pr} -$:

As tul. atas balok : 9 D22 ($A_s = 3421,2 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_1 &= A_s \times 1,25 \times f_y \\ &= 3421,2 \times 1,25 \times 400 \\ &= 1710597,2 \text{ N} \end{aligned}$$

$$a_{pr} = \frac{T_1}{0,85 \cdot f'_{c.b}} = \frac{1710597,2}{0,85 \cdot 35 \cdot 450} = 127,8 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= T_1 x \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\ &= 1710597,2 x \left(505 - \frac{127,8}{2} \right) \\ &= 754565207,59 \text{ N.mm} \\ &= 754,57 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

➤ Nilai $M_{pr} +$:

As tul. bawah balok : 5 D22 ($A_s = 1900,7 \text{ mm}^2$)

$$\begin{aligned} T_2 &= A_s \times 1,25 \times f_y \\ &= 1900,7 \times 1,25 \times 400 \\ &= 950331,78 \text{ N} \end{aligned}$$

$$a_{pr} = \frac{T_2}{0,85 \cdot f'_{c.b}} = \frac{950331,78}{0,85 \cdot 35 \cdot 450} = 71 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{pr} &= T_2 x \left(d - \frac{a_{pr}}{2} \right) \\ &= 950331,78 x \left(505 - \frac{71}{2} \right) \\ &= 446187184,06 \text{ N.mm} \\ &= 446,19 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen yang timbul pada HBK :

$$Mu = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{2} = \frac{754,57 + 446,19}{2} = 600,38 \text{ kN.m}$$

Gaya geser yang timbul :

$$Vu = \frac{M_{pr-} + M_{pr+}}{Ln} = \frac{600,38 + 600,38}{6,1} = 196,84 \text{ kN}$$

Maka gaya geser arah X adalah :

$$\begin{aligned} V_{ux} &= T_1 + T_2 - Vu \\ &= 1710,6 + 950,3 - 196,84 \\ &= 2464,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jadi, nilai V_u arah Y tidak di cek karena V_u arah X yang lebih menentukan karena luas tulangan balok lebih besar.

- Kontrol kuat geser joint

Untuk kuat geser joint pada kasus-kasus lain disyaratkan sesuai SNI 2847:2013 Pasal 21.7.4.1, sebagai berikut:

$$\begin{aligned} V_n &= 1,0 \times \sqrt{f'_c} \times A_j \\ &= 1,0 \times \sqrt{35} \times (900 \times 900) \\ &= 4792024,62 \text{ N} \\ &= 4792,02 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek,

$$\begin{aligned} V_{ux} &\leq \phi V_n \\ 2464,1 \text{ kN} &\leq 0,75 \times 4792,02 \text{ kN} \\ 2464,1 \text{ kN} &\leq 3594 \text{ kN} \quad (OK) \end{aligned}$$

Tabel 4.33 Resume Kebutuhan Tulangan Tiap Tipe Kolom

Tipe	Dimensi			Ket.	Gaya Dalam			AS Pasang			Tulanngan Pasang		
	B	H	L		Axial	Mx	My	Lentur	Gsr _{tump.}	Gsr _{lap.}	Lentur	Geser Tump.	Geser Lap.
	(m)	(m)	(m)		(T)	(T.m)	(T.m)	(mm ²)	(mm ² /mm)	(mm ² /mm)			
K1	100	100	3.5	Combo1	8127.5	59.98	15.207	11800	10.62	7.079	24 D25	4 D13-100	4 D13-150
				Combo2	4528.69	905.767	108.91						
				Combo3	5870	85.406	851.979						
K2	0.9	0.9	3.5	Combo1	6970.7	79.95	0.48	11745	10.62	7.079	24 D25	4 D13-100	4 D13-150
				Combo2	3239.38	445.190	216.81						
				Combo3	3763.4	218.510	436.670						
K3	0.8	0.8	3.5	Combo1	4324.7	90.7	4.83	9792	10.62	7.079	20 D25	4 D13-100	4 D13-150
				Combo2	2919.17	387.170	189.92						
				Combo3	2999.8	202.820	367.220						
K4	0.7	0.7	3.5	Combo1	2015.2	163.51	10.72	7840	7.964	5.309	16 D25	3 D13-100	3 D13-150
				Combo2	370.86	605.130	52.04						
				Combo3	1303.4	159.980	272.520						

4.8 Perencanaan Struktur Bawah

4.8.1 Perencanaan Sloof

Menurut Pedoman Perancangan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung 1987 pasal 2.2.8, untuk pondasi setempat dari suatu gedung harus saling berhubungan dalam 2 arah (umumnya saling tegak lurus) oleh unsur penghubung yang direncanakan terhadap gaya aksial tarik dan tekan sebesar 10% dari beban vertikal maksimum.

Dalam perancangan sloof ini diambil contoh perhitungan pada sloof kolom interior :

Data Perencanaan

- Gaya aksial kolom $= 9834,035 kN$
- $P_u = 10\% \times 9834,035 kN = 983,404 kN = 983404 N$
- Dimensi sloof $= 500 \times 700 mm$
- Panjang sloof $= 7,55 m$
- Mutu beton (f'_c) $= 30 MPa$
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) $= 22 mm$
 - o Mutu Baja (f_y) $= 400 MPa$
 - o Elastisitas (E_s) $= 200000 MPa$
- Selimut beton $= 70 mm$

Tegangan ijin tarik beton :

$$f_{ijin} = 0,62 \times \sqrt{f'_c} = 0,62 \times \sqrt{30} = 3,72 MPa$$

Tegangan Tarik yang terjadi :

$$f_r = \frac{P_u}{\phi b h} = \frac{983404}{0,9 \times 500 \times 700} = 3,12 < f_{ijin} \dots\dots OK$$

Penulangan Lentur Sloof

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3.2 Balok sloof yang didesain sebagai pengikat horisontal antara *poer* harus diporoposikan sedemikian hingga dimensi penampang terkecil harus sama dengan atau lebih besar jarak antar kolom yang

disambung dibagi dengan 20, tetapi tidak perlu lebih besar dari 450 mm.

$$\frac{l}{20} = \frac{7000}{20} = 350 \text{ mm}$$

Direncanakan dimensi sloof terkecil adalah 500 mm, maka dimensi tersebut telah memenuhi kriteria pendesainan.

Penulangan sloof didasarkan pada kondisi pembebanan dimana beban yang diterima adalah beban aksial dan lentur sehingga perilaku penampang hampir mirip dengan perilaku kolom.

Beban yang diterima Sloof :

- Berat sendiri $= 0,5 \times 0,7 \times 24 = 8,4 \text{ kN/m}$
- Berat dinding $= 0,25 \times 3 \times 24 = 18 \text{ kN/m}$ +
 $q_d = 26,4 \text{ kN/m}$

Konstruksi sloof merupakan balok menerus sehingga pada perhitungan momen digunakan momen koefisien. Besarnya koefisien momen tersebut ditentukan pada SNI 2847-2013 Pasal 8.3.3, sebagaimana diperlihatkan dengan analisis berikut ini:

$$q_u = 1,4q_d = 1,4 \times 26,4 = 36,96 \text{ kN/m}$$

$$M_u = \frac{1}{10} \times q_u \times l^2 = \frac{1}{10} \times 36,96 \times 7,55^2 = 210,68 \text{ kNm}$$

Untuk memudahkan desain penulangan lentur sloof digunakan program bantu analisis dengan memasukkan data beban sebagai berikut :

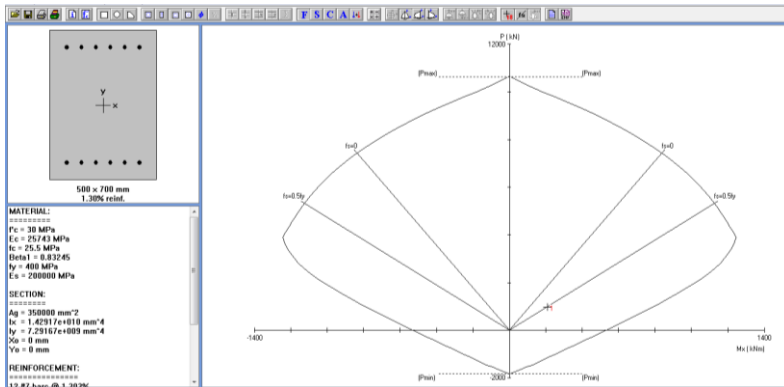
$$M_u = 210,68 \text{ kNm}$$

$$P_u = 983,404 \text{ kN}$$

Direncanakan menggunakan tulangan 12 D22

$$(A_s = 4561,59 \text{ mm}^2)$$

Lalu dicek dengan diagram interaksi hasil program bantu seperti pada Gambar 4.59.



Gambar 4.59 Diagram Interaksi Sloof

Dari diagram interaksi pada Gambar 4.59 didapatkan rasio tulangan sebesar 1,3% (6 D 22) serta terlihat pula bahwa sloof mampu memikul kombinasi momen dan aksial yang terjadi.

Jarak minimum yang disyaratkan antar dua tulangan longitudinal adalah 25 mm. Besarnya jarak antara tulangan longitudinal terpasang pada balok sloof tersebut adalah :

$$S = \frac{bw - 2 \cdot \text{decking} - 2 \cdot \phi_{\text{senggang}} - n \cdot \phi_{\text{tul utama}}}{n - 1} \geq 25 \text{ mm}$$

$$= \frac{500 - 2 \times 70 - 2 \times 13 - 6 \times 22}{6 - 1} = 40,4 \text{ mm} \geq 25 \text{ mm}$$

Penulangan Geser Sloof

$$V_u = \frac{1}{2} \times q_u \times l = \frac{1}{2} \times 36,96 \times 7,55 = 139,524 \text{ kN}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 11.2.1.2 penentuan kekuatan geser beton yang terbebani aksial tekan ditentukan dengan perumusan berikut :

$$A_g = 500 \times 700 = 350000 \text{ mm}^2$$

$$d = 700 - 70 - 13 - 22/2 = 606 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 0,17 \left(1 + \frac{P_u}{14A_g} \right) \lambda \sqrt{f'_c} b_w d \\
 &= 0,17 \left(1 + \frac{983404}{14 \times 350000} \right) \sqrt{30} \times 500 \times 606 \\
 &= 338754,2625 \text{ N} = 338,754 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

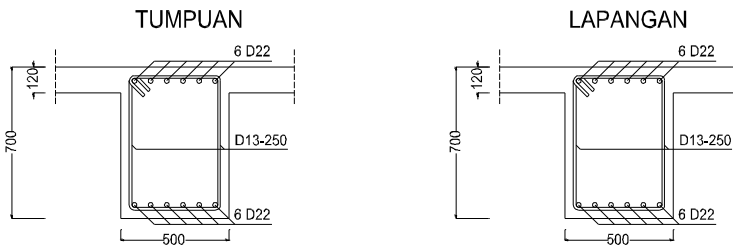
$$\phi V_c \geq V_u$$

$$0,75 \times 338,754 = 254,07 \text{ kN} \geq 139,524 \text{ kN (OK)}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013 Pasal 21.12.3 jarak antara tulangan transversal pada sloof tidak boleh kurang dari berikut ini:

- $d/2 = 606/2 = 303 \text{ mm}$
- 300 mm

Jadi dipasang sengkang D13–250 mm di sepanjang sloof.

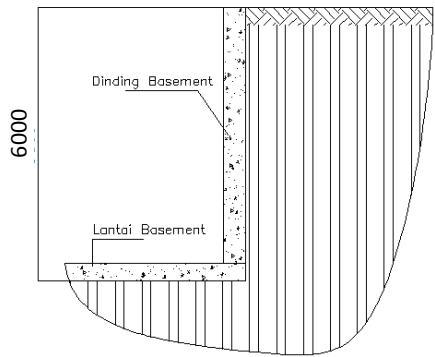


Gambar 4.60 Penulangan Sloof

4.8.2 Perencanaan Basement

4.8.2.1 Perencanaan Dinding Basement

Dinding basement adalah dinding beton yang berfungsi menahan gaya lateral yang terjadi akibat tekanan tanah.



Gambar 4.61 Sketsa Dinding Basement

- a. Data perencanaan :
- Tebal dinding lt. BS 2 = 400 mm
 - Selimut beton = 70 mm
 - Tinggi Basement = 6000 mm
 - F_c' = 30 Mpa
 - F_y = 400 Mpa
 - Diameter tulangan = 16 mm

Tabel 4.34 Tabel Hubungan antara Parameter Tanah

	Cohesionless Soil / Sol Pulverent				
N (blows)	0-3	4-10	11-30	31-50	>50
γ (kN/m ³)	-	12-16	14-18	16-20	18-23
Φ	-	25-32	28-36	30-40	>35
State	Very Loose	Loose	Medium	Dense	Very Dense
Dr (%)	0-15	15-35	35-65	65-85	85-100
	Cohesive Soil / Soil Coherent				
N (blows)	<4	4-6	6-15	16-25	>25
γ (kN/m ³)	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
q_u (kN/m ²)	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	Very Soft	Soft	Medium	Stiff	Hard

Diketahui :

Nilai N-SPT = 4 (pada kedalaman -6 m)

Jenis Tanah = Lempung berpasir abu-abu
(pada kedalaman -6 m)

$$\gamma_t = 16 \text{ kN/m}^3 = 1630,99 \text{ kg/m}^3$$

$$qu = 20 \text{ kN/m}^3 = 2038,74 \text{ kg/m}^2$$

$$C = \frac{qu}{20} = \frac{2038,74}{20} = 101,94 \text{ kg/m}^2$$

$$\emptyset = 0^\circ$$

Tekanan tanah lateral untuk kondisi tanah aktif

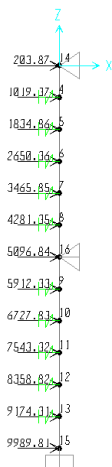
$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\emptyset}{2} \right) = \tan^2 \left(45 - \frac{0}{2} \right) = 1$$

σ_a = tekanan lateral oleh tanah

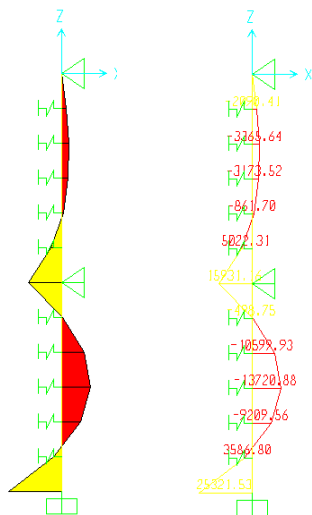
$$\begin{aligned} \sigma_a &= (\sigma_v \cdot K_a + 2 c \sqrt{K_a}) \times L_{\text{basement}} \\ &= (\gamma \cdot H \cdot K_a + 2 c \sqrt{K_a}) \times 1 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 4.35 Tabel Rekapitulasi Perhitungan σ_a

H_{BASEMENT}	$\gamma \cdot H \cdot K_a \cdot L$	$2 \cdot c \cdot \sqrt{K_a} \cdot L$	σ_a
m	kg/m²	kg/m²	kg/m²
0	0.00	203.87	203.87
0.5	815.49	203.87	1019.37
1	1630.99	203.87	1834.86
1.5	2446.48	203.87	2650.36
2	3261.98	203.87	3465.85
2.5	4077.47	203.87	4281.35
3	4892.97	203.87	5096.84
3.5	5708.46	203.87	5912.33
4	6523.96	203.87	6727.83
4.5	7339.45	203.87	7543.32
5	8154.94	203.87	8358.82
5.5	8970.44	203.87	9174.31
6	9785.93	203.87	9989.81



Gambar 4.62 Gaya tanah yang bekerja (dalam kg/m)



Gambar 4.63 Momen yang terjadi (dalam kg.m)

- b. Momen yang terjadi
(Output SAP)

$$\text{Mu}_{\max} = 25321,53 \text{ Kgm} = 253215300 \text{ Nmm}$$

- c. Menentukan Rasio Tulangan

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0.85 - 0.05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \\ &= 0.85 - 0.05 (30 - 28)/7 = 0,84 \\ \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035 \\ \rho_{\text{balance}} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,032 = 0,0240 \\ m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686\end{aligned}$$

- d. Penulangan Lentur Dinding Basement

$$\begin{aligned}d &= t - \text{selimut beton} - 0.5 D \text{ tulangan} - D \text{ tulangan} \\ &= 400 - 70 - 19 - (1/2 \times 19) \\ &= 301,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{\text{Mu}}{\phi \times b \times d^2} = \frac{253215300}{0.9 \times 1000 \times 301,5^2} = 3,095 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 3,095}{400}} \right] \\ &= 0.00827\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0.0035 < \rho_{\text{perlu}} = 0.00827 < \rho_{\max} = 0.024$$

maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0.00827$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0.00827 \times 1000 \times 301,5 = 2494,84 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 100 ($A_s = 2835,29 \text{ mm}^2$)

Kontrol Mn dengan Mu ($\phi M_n \geq M_u$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{2835,29 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 44,48 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi \cdot M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 2835,29 \times 400 \left(301,5 - \frac{44,48}{2} \right) \\ &= 256539734,2 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}\phi \cdot M_n & > & M_u \\ 256539734,2 \text{ Nmm} & > & 253215300 \text{ Nmm} \quad (\text{OK})\end{array}$$

Untuk tulangan susut:

$$\begin{aligned}A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 301,5 = 542,7 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D12 – 150 ($A_s = 753,98 \text{ mm}^2$)

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{array}{rcl}S_{max} & \leq & 2 \times t_p \\ 100 & \leq & 2 \times 400 = 800 \quad (\text{OK})\end{array}$$

e. Kontrol Regangan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{2835,29 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 44,48 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,84\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{44,48}{0,84} = 52,95$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\begin{aligned}\epsilon_t &= \frac{301,5 - 52,95}{52,95} \cdot 0,003 \\ &= 0,014 > 0,003 \quad (\text{Memenuhi } \phi = 0,90)\end{aligned}$$

f. Kontrol ketebalan minimum dinding basement

$$t_{\text{pakai}} \geq t_{\text{min}}$$

$$400 > 100 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

$$t_{\text{pakai}} \geq t_{\text{min}}$$

$$400 > \frac{1}{25} \cdot 3000 = 120 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

4.8.2.2 Perencanaan Pelat Lantai Basement

Tekanan yang terjadi pada lantai basement sama dengan tekanan hidrostatik oleh air tanah. Elevasi air tanah diasumsikan pada kondisi yang paling berbahaya yaitu sama dengan permukaan tanah. Besarnya tekanan tanah tersebut sama dengan berat air yang dipindahkan oleh basement sehingga pada pembebanan lantai basement merupakan tekanan hidrostatik oleh air tanah.

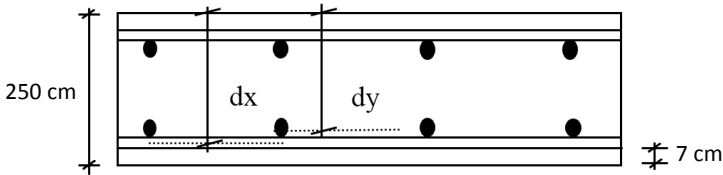
Digunakan contoh perhitungan pada tipe pelat A lantai basement elevasi -6,00.

a. Data Perencanaan :

Tebal pelat	= 250 mm
Selimut beton	= 70 mm
Tinggi Basement	= 6000 mm
F_c'	= 30 Mpa
F_y	= 400 Mpa
Diameter tulangan utama	= 19 mm
Diameter tulangan susut	= 12 mm
γ_w	= 1000 kg/m ³

$$L_y = 470 \text{ cm}$$

$$l_x = 350 \text{ cm}$$



Gambar 4.64 Detail Ketebalan Plat Lantai Basement

$$dx = 25\text{cm} - 7\text{cm} - (1/2 \cdot 1,9\text{cm}) = 17,05 \text{ cm}$$

$$dy = 25\text{cm} - 7\text{cm} - 1,9\text{cm} - (1/2 \cdot 1,9\text{cm}) = 15,15 \text{ cm}$$

Tekanan hidrostatik oleh air tanah

$$\begin{aligned}\sigma_h &= \gamma_w \cdot H_{\text{basement}} \\ \sigma_h &= 1000 \times 4 \\ \sigma_h = q_d &= 4000 \text{ kg/m}^2\end{aligned}$$

Kombinasi beban plat basement

$$q_u = 1,4 q_d = 1,4 \times 4000 = 5600 \text{ kg/m}^2$$

Momen pada plat (PBBI 1971, Tabel 13.3.1)

$$\frac{Ly}{Lx} = \frac{470}{350} = 1,34$$

$$\begin{aligned}M_{lx} &= 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \times 5600 \times 3,5^2 \times 32 = 2195,2 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ly} &= 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \times 5600 \times 3,5^2 \times 18,6 = 1275,96 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{tx} &= 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \times 5600 \times 3,5^2 \times 70,76 = 4854,14 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{ty} &= 0,001 \cdot q_u \cdot Lx^2 \cdot X \\ &= 0,001 \times 5600 \times 3,5^2 \times 57 = 3910,2 \text{ kg.m}\end{aligned}$$

b. Menentukan Rasio Tulangan

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 (30 - 28) / 7 = 0,84\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{balance} &= \frac{0,85 \times \beta_1 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,84 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0,032\end{aligned}$$

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_{balance} = 0,75 \times 0,032 = 0,024$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

c. Penulangan Arah X

$$M_{tx} = 4854,14 \text{ kg.m} = 48541400 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned}d_x &= t - \text{selimut beton} - 0,5 D \text{ tulangan} \\ &= 250 - 70 - (1/2 \times 19) \\ &= 170,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{48541400}{0,9 \times 1000 \times 170,5^2} = 1,900 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned}\rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,9}{400}} \right] \\ &= 0,0049\end{aligned}$$

$$\rho_{min} = 0,0035 < \rho_{perlu} = 0,0049 < \rho_{maks} = 0,0240$$

maka digunakan $\rho_{perlu} = 0,0049$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0049 \times 1000 \times 170,5 = 835,45 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 150 (As = 1890,19 mm²)

Kontrol Mn dengan Mu ($\phi M_n \geq M_u$)

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{1890,19 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 29,65 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\phi \cdot Mn &= \phi \cdot As \cdot fy \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 1890,19 \times 400 \left(170,5 - \frac{29,65}{2} \right) \\ &= 105931918,2 \text{ Nmm}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}\phi \cdot Mn & > & Mu \\ 105931918,2 \text{ Nmm} & > & 48541400 \text{ Nmm} \quad (OK)\end{array}$$

Untuk tulangan bagi:

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 170,5 = 306,9 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D12 – 200 (As = 565,49 mm²)

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{array}{rcl}S_{max} & \leq & 2tp \\ 150 & \leq & 2 \times 250 = 500 \quad (OK)\end{array}$$

Kontrol Regangan

$$a = \frac{As \cdot fy}{0,85 f'c b} = \frac{1890,19 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 29,65 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 (30 - 28)/7 = 0,84\end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29,65}{0,84} = 35,30$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\begin{aligned}\epsilon_t &= \frac{170,5 - 35,30}{35,3} \cdot 0,003 \\ &= 0,012 > 0,003 \quad (\text{Memenuhi } \phi=0,90)\end{aligned}$$

d. Penulangan Arah Y

$$M_{tx} = 3910,2 \text{ kg.m} = 39102000 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} d_x &= t - \text{selimut beton} - 0.5 D \text{ tulangan} \\ &= 250 - 70 - 19 - (1/2 \times 19) \\ &= 151,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi \times b \times d^2} = \frac{39102000}{0.9 \times 1000 \times 151,5^2} = 1,893 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 1,893}{400}} \right] \\ &= 0,0049 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = 0,0035 < \rho_{\text{perlu}} = 0,00492 < \rho_{\max} = 0,0240$$

maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00492$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00492 \times 1000 \times 151,5 = 745,38 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 150 ($A_s = 1890,19 \text{ mm}^2$)

Kontrol Mn dengan Mu ($\phi M_n \geq M_u$)

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1890,19 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 29,65 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \phi \cdot M_n &= \phi \cdot A_s \cdot f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,9 \times 1890,19 \times 400 \left(151,5 - \frac{29,65}{2} \right) \\ &= 93003018,57 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} \phi \cdot M_n & > & M_u \\ 93003018,57 \text{ Nmm} & > & 39102000 \text{ Nmm} \end{array} \quad (OK)$$

Untuk tulangan bagi:

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 151,5 = 272,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D12 – 200 ($\text{As} = 565,49 \text{ mm}^2$)

Kontrol Jarak Spasi Tulangan

$$\begin{aligned} S_{\max} &\leq 2t_p \\ 150 &\leq 2 \times 250 = 500 \quad \quad \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Kontrol Regangan

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 f'_c b} = \frac{1890,19 \cdot 400}{0,85 \cdot 30 \cdot 1000} = 29,65 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \frac{(f'_c - 28)}{7} \\ &= 0,85 - 0,05 (30 - 28)/7 = 0,84 \end{aligned}$$

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{29,65}{0,84} = 35,30$$

$$\epsilon_t = \frac{d - c}{c} \cdot 0,003$$

$$\begin{aligned} \epsilon_t &= \frac{151,5 - 35,30}{35,3} \cdot 0,003 \\ &= 0,010 > 0,003 \quad (\text{Memenuhi } \phi=0,90) \end{aligned}$$

Keterangan :

- Harga β_1 (Pasal 10.2.7.3 SNI 2847:2013)
- ϕ (Lentur) = 0.9 (Pasal 9.3.2.1 SNI 2847:2013)
- Harga ρ (Tulangan susut) (Pasal 7.12.2.1 SNI 2847:2013)
- Persyaratan Perhitungan Lentur (Pasal 21.5 SNI 2847:2013)
- Kontrol Regangan (Pasal 9.3.2 SNI 2847:2013)
- Persyaratan Ketebalan minimum (Pasal 14.5.3 SNI 2847:2013)

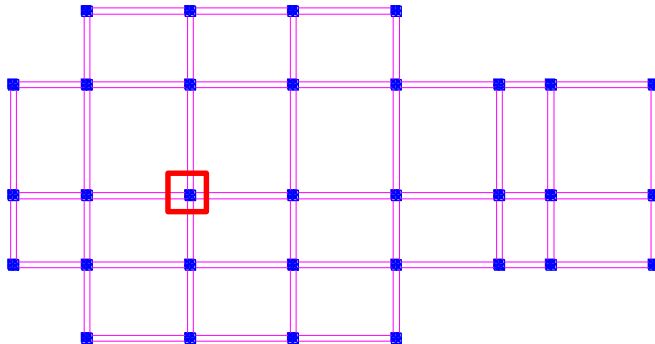
4.8.3 Perencanaan Pondasi

Pondasi merupakan bangunan struktur bawah yang berfungsi sebagai perantara dalam meneruskan beban bagian atas dan gaya-gaya yang bekerja pada pondasi tersebut ke tanah pendukung di bawahnya.

Perencanaan bangunan bawah atau pondasi suatu struktur bangunan harus mempertimbangkan beberapa hal diantaranya jenis, kondisi dan struktur tanah. Hal ini terkait dengan kemampuan atau daya dukung tanah dalam memikul beban yang terjadi di atasnya. Perencanaan yang baik menghasilkan pondasi yang tidak hanya aman, namun juga efisien, ekonomis dan memungkinkan pelaksanaannya.

4.8.3.1 Perhitungan Tiang Pancang dan Pile Cap Tipe PC 1

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom B-3 sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.65.



Gambar 4.65 Letak pondasi kolom yang ditinjau

a. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang $= 16 \text{ m}$
 - Diameter tiang pancang, $d = 60 \text{ cm}$
 - Keliling tiang pancang(A_s) $= \pi \times d \times 16 = 30,16 \text{ m}$

- $$\begin{aligned} \text{Luas tiang pancang } (Ap) &= 1/4 \times \pi \times d^2 \\ &= 1/4 \times \pi \times 60^2 \\ &= 2827,43 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan pile cap dengan dimensi :

$$L = 4,8 \text{ m}$$

$$B = 3,3 \text{ m}$$

$$t = 1,2 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1.
Dengan tekanan ijin sebesar 252,7 Ton.

b. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.36.

Tabel 4.36 Reaksi Kolom AS B-3

No	Kombinasi	Gaya Dalam				
		P (Kn)	F _x (kN)	F _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	1D+1L	8419,17	10,28	60,17	229,163	17,873
2	1D+1L+1EqX	8603,53	77	110	250,92	74,27
3	1D+1L+1EqY	8968,12	38,66	145,15	297,045	35,33

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 297,045 + (145,15 \times 1,2) = 471,225 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 74,27 + (38,66 \times 1,2) = 120,662 \text{ kNm}$$

$$P_{\max} = 8968,12 \text{ kN}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
 $3,3 \times 4,8 \times 1,2 \times 24 = 456,192 \text{ kN}$
- Beban aksial kolom
 Beban tetap, P $= 8968,12 \text{ kN}$ +
 $\sum P = 9424,312 \text{ kN}$

c. Daya Dukung Ijin Satu Tiang

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WKA.

Berdasarkan metode Mayerhoff

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

Dimana :

- Q_u : Daya dukung ultimate tiang (ton)
 Q_{ijin} : Daya dukung ijin tiang (ton)
 Q_p : Daya dukung ujung tiang (ton)
 Q_s : Daya dukung selimut tiang (ton)
 N : Nilai SPT pada ujung tiang (blow/m)
 N_{av} : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang (blow/m)
 A_p : Luas permukaan ujung tiang (m^2)
 A_s : Luas selimut tiang (m^3)

Nilai SPT pada ujung tiang

$$\begin{aligned}
 N &= 16 \text{ blow/feet} \\
 &= \frac{16}{0,3408} = 46,95 \text{ blow/m}
 \end{aligned}$$

Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

$$\begin{aligned}
 N_{av} &= \frac{4+3+4+2+14+15+15+16}{8} \\
 &= 9,125 \text{ blow/feet} \\
 &= \frac{9,125}{0,3408} = 26,78 \text{ blow/m}
 \end{aligned}$$

(keterangan : 1 feet = 0,3408 m)

Daya dukung ultimate tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

$$Q_u = (40 \times 46,95 \text{ blow/m} \times 0,283\text{m}^2) + \left(\frac{26,78 \frac{\text{blow}}{\text{m}} \times 30,16\text{m}^2}{5} \right)$$

$$Q_u = 693,01 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} P \text{ ijin} &= \frac{Q_u}{F_s} \\ &= \frac{693,01 \text{ ton}}{3} \\ &= 231 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh $\bar{P}=252,7 \text{ Ton}$.

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil \bar{P} terkecil, yaitu = 231 Ton.

d. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut:

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum P}{\bar{P} E_k} \\ &= \frac{942,43}{231 \times 0,717} = 5,69 \approx 6 \text{ buah} \end{aligned}$$

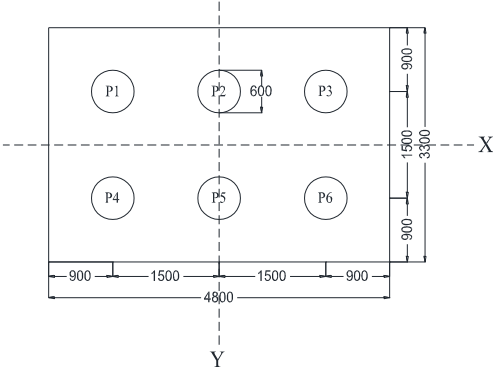
Maka direncanakan dengan 6 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.66.

Syarat jarak antar tiang pancang (s) :

$$2,5D \leq S \leq 3D \rightarrow S = 2,5D = 2,5 \times 0,6 = 1,5 \text{ m}$$

Syarat jarak antar tiang pancang ke tepi poer (s') :

$$1,5D \leq S' \leq 2D \rightarrow S' = 1,5D = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ m}$$



Gambar 4.66 Posisi tiang pancang kolom

e. **Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang**

Berdasarkan Gambar 4.66 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.37.

Tabel 4.37 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu (m)			
	x	x2	y	y2
P1	0.75	0.563	1.5	2.25
P2	0.75	0.563	0	0
P3	0.75	0.563	1.5	2.25
P4	0.75	0.563	1.5	2.25
P5	0.75	0.563	0	0
P6	0.75	0.563	1.5	2.25
Σ		3.375		9

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo} y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo} x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{9424,3}{6} + \frac{471 \times 1,5}{9} + \frac{121 \times 0,75}{3,375}$$

$$= 1676,11 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{9424,3}{6} - \frac{471 \times 1,5}{9} - \frac{121 \times 0,75}{3,375}$$

$$= 1465,33 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1676,11 kN \leq 2310 kN \rightarrow OKE

f. Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

Jumlah baris, (m) $= 2$

Jumlah kolom, (n) $= 3$

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \frac{0,6}{1,5} \left[\frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \times 2 \times 3} \right] = 0,717$$

Sehingga,

$$Q_{ijin \text{ group}} = Ek \times Q_{ijin \text{ 1 tiang}} \times n$$

$$= 0,717 \times 231 \times 6$$

$$= 993 \text{ ton} > Pu = 627,7 \text{ ton} \quad \rightarrow \text{OKE}$$

g. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

- Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter
- Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan:

Tanah bersifat multi layer

$$\begin{aligned} Le &= \text{Panjang penjepitan} \\ &= 3D \\ &= 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{Le \times Hx}{n} = \frac{1,8 \times 7,7}{6} \\ &= 2,31 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &< M_{\text{bending crack}} \\ 2,31 \text{ Tm} &< 17 \text{ Tm} \quad \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{Le \times Hy}{n} = \frac{1,8 \times 14,5}{6} \\ &= 4,35 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &< M_{\text{bending crack}} \\ 4,35 \text{ Tm} &< 17 \text{ Tm} \quad \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

h. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 1000 x 1000 mm
- Dimensi Poer = 3300 x 4800 x 1200 mm
- Selimut Beton = 75 mm
- Ø Tulangan = 25 mm

- Mutu Beton, ($f'c$) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- α_s = 40
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{1000}{1000} = 1$$

$$d = 1200 - 75 - \frac{25}{2} = 1112,5 \text{ mm}$$

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Poer Kolom

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

$$\begin{aligned} b_o &= \text{Keliling penampang kritis} \\ &= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d) \\ &= 2(1000 + 1112,5) + 2(1000 + 1112,5) = 8450 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 8450 \times 1112,5 = 28363,57 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \left(\frac{40 \times 1112,5}{8450} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 8450 \times 1112,5 \\ &= 33541,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'c}b_o d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 8450 \times 1112,5$$

$$= 18352,9 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 18352,9 kN

$$V_c \geq P_u \text{ kolom}$$

$$18352,9 \text{ kN} \geq 8968,12 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times \left(\frac{D+d}{2} \times 2 \right)$$

$$= 5379,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$a. \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 5379,98 \times 1112,5 = 18058,63 \text{ kN}$$

$$b. \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 30187,19 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

$$= 11685 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 11685 kN

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$$11685 \text{ kN} \geq 2310 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

i. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 4.67 Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut:

Data Perencanaan :

- Dimensi Poer, $B \times L$ = 3300 x 4800 mm
- Tebal Poer, = 1200 mm
- Mutu Beton, (f'_c) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 25 mm
 - o Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
 - o Elastisitas (E_f) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
- Tinggi efektif balok poer
 - d_x = 1200 - 75 - 25/2 = 1112,5 mm
 - d_y = 1200 - 75 - 25 - 25/2 = 1087,5 mm

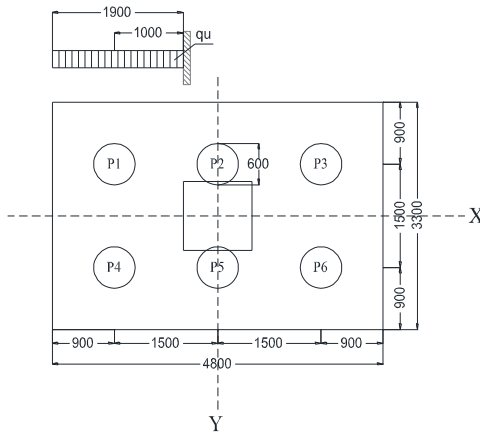
Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

Desain Penulangan Poer

$$\text{Berat Poer, } qu = 4,8 \times 1,2 \times 2,4 = 13,824 \text{ Ton/m}$$

$$Pt = 2P_{max} = 2 \times 1676,11 = 3352,22 \text{ kN}$$

Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 4.67 momen yang bekerja pada poer.



Gambar 4.67 Mekanika beban poer kolom

$$\begin{aligned} M_u &= (Pt \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\ &= (3352,22 \times 1) - \left(\frac{1}{2} \times 138,24 \times 1,9^2 \right) \\ &= 3102,7 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Penulangan Arah X

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f'_c} = \frac{400}{0.85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3102700000}{0,9 \times 4800 \times 1112,5^2} = 0,58 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,0025$$

Cek rasio tulangan

$$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$$

$$0,0037 > 0,0025$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{S_{\text{perlu}}} = 0,0037 \times 4800 \times 1112,5 = 19758 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{\text{maks}} \leq 2h$$

$$S_{\text{maks}} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$S_{\text{perlu}} \leq S_{\text{maks}}$$

$$\frac{1/4\pi d^2 b}{A_{S_{\text{perlu}}}} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4\pi 25^2 4800}{19758} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$119,25 \text{ mm} < 2400 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 100 mm

Syarat :

Syarat :

$$A_{S_{\text{perlu}}} \leq A_{S_{\text{pasang}}}$$

$$19758 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi d^2 b}{S_{\text{pasang}}}$$

$$19758 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi 25^2 4800}{100}$$

$$19758 \text{ mm}^2 \leq 23561,95 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 100 pada penulangan arah X.

Penulangan Arah Y

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{3102700000}{0,9 \times 3300 \times 1087,5^2} = 0,88 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,0022$$

Cek rasio tulangan

$$\begin{array}{ccc} \rho_{min} & < & \rho_{perlu} \\ 0,0037 & > & 0,0022 \end{array}$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{s_{perlu}} = 0,0037 \times 3300 \times 1087,5 = 13278,375 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{maks} \leq 2h$$

$$S_{maks} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$S_{perlu} \leq S_{maks}$$

$$\frac{1/4\pi d^2 b}{A_{s_{perlu}}} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4\pi 25^2 3300}{13278,375} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$122 \text{ mm} < 2400 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 120 mm

Syarat

$$A_{s \text{ perlu}} \leq A_{s \text{ pasang}}$$

$$\begin{aligned}
 13278,375 \text{ mm}^2 &\leq \frac{1/4\pi d^2 b}{s_{pasang}} \\
 13278,375 \text{ mm}^2 &\leq \frac{1/4\pi 25^2 3300}{120} \\
 13278,375 \text{ mm}^2 &\leq 13499,03 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 120 pada penulangan arah Y.

Cek Terhadap Panjang Penyaluran Kolom

Panjang lewatan minimum untuk sambungan lewatan tekan adalah $0,07 \times f_y \times d_b$, untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$ atau kurang, tetapi tidak kurang dari 300 mm

$$\begin{aligned}
 0,07 \times f_y \times d_b &\geq 300 \text{ mm} \\
 0,07 \times 400 \times 25 &\geq 300 \text{ mm} \\
 700 \text{ mm} &> 300 \text{ mm (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Bengkokan 90° ditambah perpanjangan 12db pada ujung bebas kait

$$\begin{aligned}
 12db &= 12 \times 25 \\
 &= 300 \text{ mm} \\
 L_d \text{ vertical} &= 700 \text{ mm} - 300 \text{ mm} \\
 &= 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat,

$$\begin{aligned}
 h &> L_d \text{ vertical} \\
 1200 \text{ mm} &> 400 \text{ mm (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

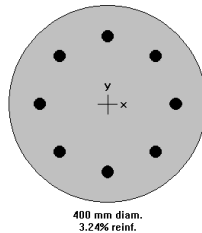
Desain Penyaluran Tulangan Pada Tiang Pancang

Penyaluran tulangan untuk diteruskan pada tiang pancang direncanakan menggunakan tulangan baja berdiameter D25. Pada perencanaan tulangan ini direncanakan dengan progam bantu SpColumn dengan menggunakan P_{aksial} dari output SAP2000 dan dibagi rata dengan jumlah tiang pancang yang digunakan, sedangkan untuk momen didapatkan dari gaya lateral yang terjadi.

Berikut perinciannya :

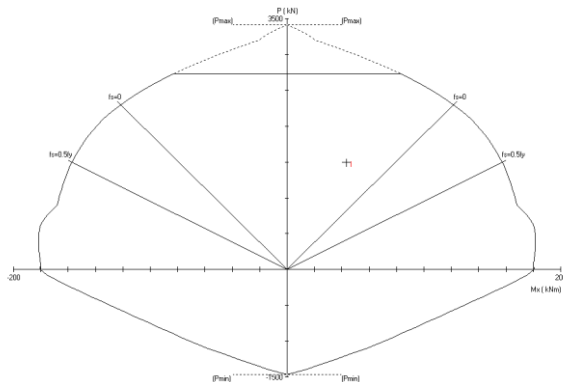
$$\begin{aligned}
 P &= 1494,69 \text{ kN} \\
 M_x &= 43,5 \text{ kNm} \\
 M_y &= 23,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk desain penulangan lentur tiang pancang akan digunakan program bantu SpColumn dengan memasukkan gaya dalam berfaktor dan merencanakan diameter serta jumlah tulangan yang akan digunakan. Dari *trial and error* dengan program bantu SpColumn didapatkan konfigurasi tulangan 8 D25, seperti pada Gambar 4.68 :



Gambar 4.68 Gambar Penampang tiang pancang

Hasil output dari program SpColumn berupa diagram interaksi seperti ditunjukkan pada Gambar 4.69 :



Gambar 4.69 Gambar Diagram interaksi tiang pancang

Tulangan Sengkang

Jarak maksimum

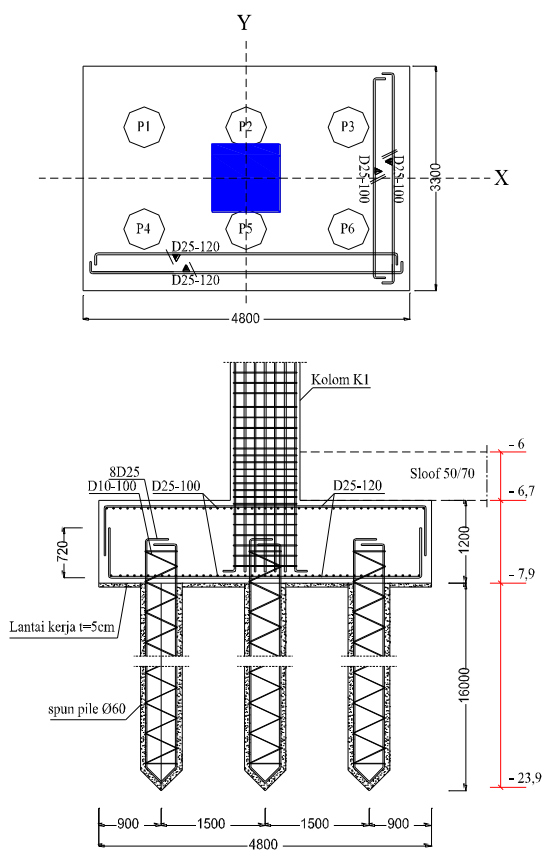
$$S1 = d/2 = 335/2 = 167,5 \text{ mm}$$

$$S2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \text{ bw}} = \frac{157,1 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,8 \text{ mm}$$

$$S3 = \frac{A_v \times f_y}{0,062 \sqrt{f_c} \text{ bw}} = \frac{157,1 \times 400}{0,062 \times \sqrt{35} \times 400} = 428,2 \text{ mm}$$

$$S4 < 600 \text{ mm}$$

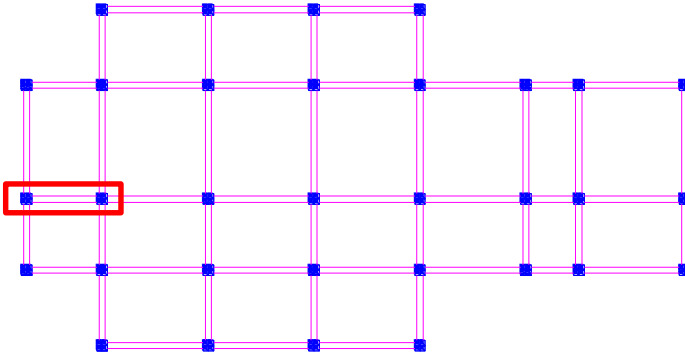
Dari syarat di atas maka diambil jarak antar sengkang sebesar 100 mm. Sehingga dipasang sengkang D10-100 mm.



Gambar 4.70 Penulangan Tiang Pancang Tipe PC1

4.8.3.2 Perhitungan Tiang Pancang dan Pondasi Tipe PC 2

Desain tiang pancang kolom yang akan dianalisis adalah pada kolom AS B-1 dan B-2 sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.71.



Gambar 4.71 Letak pondasi kolom yang ditinjau

a. Data Perencanaan

Data-data dalam perencanaan pondasi adalah :

- Kedalaman tiang pancang $= 16 \text{ m}$
 - Diameter tiang pancang, $d = 60 \text{ cm}$
 - Keliling tiang pancang(As) $= \pi \times d \times 16 = 30,16 \text{ m}$
 - Luas tiang pancang (Ap) $= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$
 $= \frac{1}{4} \times \pi \times 60^2$
 $= 2827,43 \text{ cm}^2$

Direncanakan pile cap dengan dimensi :

$$L = 8,4 \text{ m}$$

$$B = 3,3 \text{ m}$$

$$t = 1,2 \text{ m}$$

Digunakan tiang pancang produksi WIKA kelas A1.
 Dengan tekanan ijin sebesar 252,7 Ton.

b. Beban Pada Tiang Pancang

Dari hasil analisis struktur didapatkan gaya-gaya dalam yang bekerja pada pondasi seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.38.

Tabel 4.38 Reaksi Kolom AS B-1 dan B-2

No	Kombinasi	Gaya Dalam				
		P (Kn)	Fx (kN)	Fy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
Kolom As B-1 (Joint 1004)						
1	1D+1L	4357,75	23,14	215,9	15,54	105,28
2	1D+1L+1EqX	5516,53	79,01	304,80	17,13	43,01
3	1D+1L+1EqY	4773,4	44,75	449,64	80,8	85,73
Kolom As B-2 (Joint 1005)						
1	1D+1L	6769,35	78,16	44,987	212,89	160,31
2	1D+1L+1EqX	7169,99	142,45	92,61	236,75	104,75
3	1D+1L+1EqY	7339,71	106,03	136,27	283,79	143,10

Pada desain tiang pancang ini akan digunakan kombinasi terbesar dari beban tetap dan beban sementara. Berdasarkan hal tersebut maka digunakan kombinasi beban sementara sebagai acuan gaya dalam untuk desain pondasi. Oleh karena itu, didapat momen pada dasar poer, sebagai berikut :

$$M_{xo} = M_x + F_y \times t = 364,59 + (585,91 \times 1,2) = 1067,68 \text{ kNm}$$

$$M_{yo} = M_y + F_x \times t = 265,59 + (221,46 \times 1,2) = 531,34 \text{ kNm}$$

$$P_{\max} = 5516,53 \text{ kN} + 7339,71 \text{ kN} = 12856,24 \text{ kN}$$

Beban vertikal yang berkerja akibat pengaruh beban sementara dan beban sendiri poer sebagai berikut :

- Berat sendiri poer
 $3,3 \times 8,4 \times 1,2 \times 24 = 798,34 \text{ kN}$
- Beban aksial kolom
 Beban tetap, P $= 12856,24 \text{ kN}$
 $\Sigma P = 13654,58 \text{ kN}$

c. **Daya Dukung Ijin Satu Tiang**

Daya dukung ijin satu tiang pancang dianalisis berdasarkan nilai N-SPT dari hasil SPT dengan menggunakan perumusan WIKA.

Berdasarkan metode Mayerhoff

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

Dimana :

Q_u : Daya dukung ultimate tiang (ton)

Q_{ijin} : Daya dukung ijin tiang (ton)

Q_p : Daya dukung ujung tiang (ton)

Q_s : Daya dukung selimut tiang (ton)

N : Nilai SPT pada ujung tiang (blow/m)

N_{av} : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang (blow/m)

A_p : Luas permukaan ujung tiang (m^2)

A_s : Luas selimut tiang (m^3)

Nilai SPT pada ujung tiang

$$\begin{aligned} N &= 16 \text{ blow/feet} \\ &= \frac{16}{0,3408} = 46,95 \text{ blow/m} \end{aligned}$$

Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

$$\begin{aligned} N_{av} &= \frac{4+3+4+2+14+15+15+16}{8} \\ &= 9,125 \text{ blow/feet} \\ &= \frac{9,125}{0,3408} = 26,78 \text{ blow/m} \end{aligned}$$

(keterangan : 1 feet = 0,3408 m)

Daya dukung ultimate tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$Q_u = (40 \times N \times A_p) + \left(\frac{N_{av} \times A_s}{5} \right)$$

$$Q_u = (40 \times 46,95 \text{ blow/m} \times 0,283 \text{ m}^2) + \left(\frac{26,78 \frac{\text{blow}}{\text{m}} \times 30,16 \text{ m}^2}{5} \right)$$

$$Q_u = 693,01 \text{ ton}$$

Daya dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} P_{\text{ijin}} &= \frac{Q_u}{F_s} \\ &= \frac{693,01 \text{ ton}}{3} \\ &= 231 \text{ ton} \end{aligned}$$

Kekuatan bahan berdasarkan data tiang pancang milik PT.WIKA BETON untuk diameter 60 cm (kelas A1) diperoleh $\bar{P}=252,7 \text{ Ton}$.

Berdasarkan hasil analisis kekuatan bahan dan kekuatan tanah diambil \bar{P} terkecil, yaitu = 231 Ton.

d. Tiang Pancang Kelompok

Jumlah tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum P}{\bar{P} E_k} \\ &= \frac{1365,458}{231 \times 0,719} = 8,22 \approx 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

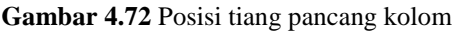
Maka direncanakan dengan 10 pancang dengan letak tiang pancang pada poer diperlihatkan pada Gambar 4.72.

Syarat jarak antar tiang pancang (s) :

$$2,5D \leq s \leq 3D \rightarrow S_{\text{max}} = 3D = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ m}$$

Syarat jarak antar tiang pancang ke tepi poer (s') :

$$1,5D \leq s' \leq 2D \rightarrow s' = 1,5D = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ m}$$



e. Kontrol Beban Aksial Satu Tiang Pancang

Berdasarkan Gambar 4.72 didapatkan jarak masing-masing tiang pancang terhadap titik berat poer, seperti yang diperlihatkan pada Tabel 4.39.

Tabel 4.39 Jarak Tiang Pancang Kolom

Tiang	Sumbu (m)			
	x	x ²	y	y ²
P1	0.75	0.5625	3.3	10.89
P2	0.75	0.5625	1.7	2.89
P3	0.75	0.5625	0	0
P4	0.75	0.5625	1.7	2.89
P5	0.75	0.5625	3.3	10.89
P6	0.75	0.5625	3.3	10.89
P7	0.75	0.5625	1.7	2.89
P8	0.75	0.5625	0	0
P9	0.75	0.5625	1.7	2.89
P10	0.75	0.5625	3.3	10.89
Σ		5.625		55.12

Gaya yang dipikul oleh masing-masing tiang pancang ditentukan dengan perumusan berikut :

$$P_i = \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_{xo}y_{\max}}{\Sigma y^2} \pm \frac{M_{yo}x_{\max}}{\Sigma x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{13654,58}{10} + \frac{1067,68 \times 3,3}{55,12} + \frac{531,34 \times 0,75}{5,625}$$

$$= 1500,23 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{13654,58}{10} - \frac{1067,68 \times 3,3}{55,12} - \frac{531,34 \times 0,75}{5,625}$$

$$= 1230,69 \text{ kN}$$

Maka, tekanan maksimum satu tiang pancang adalah 1500,23 kN \leq 2310 kN \rightarrow OKE

f. Menentukan Efisiensi Aktual

Efisiensi aktual ditentukan dengan menggunakan perumusan dari Converce-Labarre sebagai berikut :

$$\text{Jumlah baris, } (m) = 2$$

$$\text{Jumlah kolom, } (n) = 5$$

$$Ek = 1 - \tan^{-1} \frac{D}{S} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \right]$$

$$= 1 - \tan^{-1} \frac{0,6}{1,7} \left[\frac{(5-1)2 + (2-1)5}{90 \times 2 \times 5} \right] = 0,719$$

Sehingga,

$$Q_{ijin \text{ group}} = Ek \times Q_{ijin \text{ 1 tiang}} \times n$$

$$= 0,719 \times 231 \times 10$$

$$= 1660,89 \text{ ton} > Pu = 1285,624 \text{ ton} \rightarrow \text{OKE}$$

g. Kontrol Terhadap Gaya Lateral

Panjang jepitan kritis tanah terhadap tiang pondasi menurut metode Philipponat dimana kedalaman minimal tanah terhadap tiang pondasi didapat dari harga terbesar dari gaya-gaya berikut :

- Monolayer : 3 meter atau 6 kali diameter
- Multilayer : 1,5 meter atau 3 kali diameter

Perhitungan:

Tanah bersifat multi layer

$$\begin{aligned} Le &= \text{Panjang penjepitan} \\ &= 3D \\ &= 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Arah Y

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{Le \times H_x}{n} = \frac{1,8 \times 22,15}{10} \\ &= 3,987 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &< M_{\text{bending crack}} \\ 3,987 \text{ Tm} &< 17 \text{ Tm} \quad \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

Arah X

$$\begin{aligned} M_y &= \frac{Le \times H_y}{n} = \frac{1,8 \times 58,6}{10} \\ &= 10,55 \text{ Tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_y &< M_{\text{bending crack}} \\ 10,55 \text{ Tm} &< 17 \text{ Tm} \quad \rightarrow \text{OKE} \end{aligned}$$

h. Kontrol Tebal Poer Kolom

Perencanaan tebal poer harus memenuhi suatu ketentuan bahwa kekuatan geser nominal harus lebih besar dari geser ponds yang terjadi.

Data Perencanaan Poer :

- Dimensi Kolom = 1000 x 1000 mm
- Dimensi Poer = 3300 x 8400 x 1200 mm
- Selimut Beton = 75 mm

- Ø Tulangan = 25 mm
- Mutu Beton, ($f'c$) = 35 MPa
- Dimensi tiang pancang = 600 mm
- λ = 1 (Beton Normal)
- α_s = 20 (Untuk Kolom Tepi)
- Rasio sisi panjang terhadap daerah reaksi, (β)

$$\beta = \frac{1000}{1000} = 1$$

$$d = 1200 - 75 - \frac{25}{2} = 1112,5 \text{ mm}$$

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Poer Kolom

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$= 2(b_{kolom} + d) + 2(h_{kolom} + d)$$

$$= 2(1000 + 1112,5) + 2(1000 + 1112,5) = 8450 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$\text{a. } V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta} \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1} \right) 1 \times \sqrt{35} \times 8450 \times 1112,5 = 28363,57 \text{ kN}$$

$$\text{b. } V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2 \right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_c = 0,083 \left(\frac{20 \times 1112,5}{8450} + 2 \right) \times 1 \times \sqrt{35} \times 8450 \times 1112,5$$

$$= 21386,71 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'c}b_o d$$

$$V_c = 0,33 \times 1 \times \sqrt{35} \times 8450 \times 11125$$

$$= 18352,9 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 18352,9 kN

$$V_c \geq P_u \text{ kolom}$$

$$18352,9 \text{ kN} \geq 12856,24 \text{ kN} \rightarrow \text{OKE}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

Cek Geser Ponds 2 Arah Terhadap Tiang

Penampang kritis adalah pada daerah dibawah kolom oleh karena itu, Keliling penampang kritis (b_o) ditentukan dengan perumusan dibawah :

b_o = Keliling penampang kritis

$$= \pi \times \left(\frac{D+d}{2}\right) \times 2$$

$$= 5379,98 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 2847-2013, Pasal 11.11.2.1 untuk pondasi tapak non-prategang, (V_c) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari poin berikut :

$$a. \quad V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{\beta}\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$V_c = 0,17 \left(1 + \frac{2}{1}\right) 1 \times \sqrt{35} \times 5379,98 \times 11125 = 18058,63 \text{ kN}$$

$$b. \quad V_c = 0,083 \left(\frac{\alpha_s d}{b_o} + 2\right) \lambda \sqrt{f'c} b_o d$$

$$= 18032,55 \text{ kN}$$

$$c. \quad V_c = 0,33\lambda\sqrt{f'_c}b_o d$$

$$= 11685 \text{ kN} \quad (\text{Menentukan})$$

Dari ketiga nilai V_c diatas diambil nilai terkecil, maka kapasitas penampang dalam memikul geser 11685 kN

$$V_c \geq P_u \text{ tiang}$$

$$11685 \text{ kN} \geq 2310 \rightarrow \text{OKE}$$

Sehingga, ketebalan dan ukuran pile cap memenuhi syarat terhadap geser ponds.

i. Desain Penulangan Poer Kolom

Desain penulangan lentur poer dianalisis sebagai balok kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja adalah beban terpusat dari tiang pancang sebesar P dan berat sendiri poer sebesar q sebagaimana yang diperlihatkan pada Gambar 4.73 Desain penulangan poer kolom akan menggunakan tulangan baja dengan data desain sebagai berikut:

Data Perencanaan :

- Dimensi Poer, $B \times L$ = 3300 x 8400 mm
- Tebal Poer, = 1200 mm
- Mutu Beton, (f'_c) = 35 MPa
- Diameter Tul. Utama (\emptyset) = 25 mm
 - o Mutu Baja (f_y) = 400 MPa
 - o Elastisitas (E_f) = 200000 MPa
- Tebal Selimut Beton = 75 mm
- Tinggi efektif balok poer
 - d_x = 1200 - 75 - 25/2 = 1112,5 mm
 - d_y = 1200 - 75 - 25 - 25/2 = 1087,5 mm

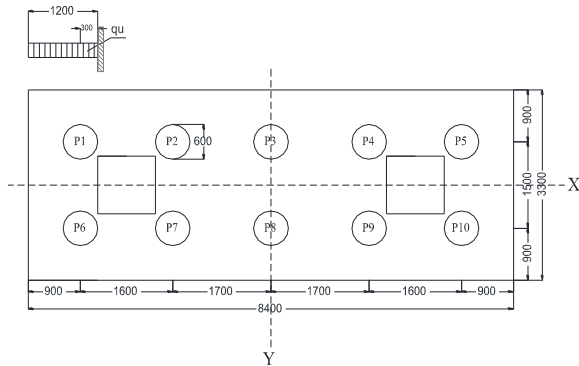
Desain penulangan hanya dianalisis pada salah satu sumbu saja, hal tersebut dilakukan karena bentuk penampang poer yang simetris.

Desain Penulangan Poer

$$\text{Berat Poer, } q_u = 8,4 \times 1,2 \times 2,4 = 24,192 \text{ Ton/m}$$

$$Pt = 2P_{max} = 2 \times 1500,23 = 3000,46 \text{ kN}$$

Ilustrasi tersebut diperlihatkan pada Gambar 4.73 momen yang bekerja pada poer.



Gambar 4.73 Mekanika beban poer kolom

$$\begin{aligned} M_u &= (Pt \times e) - \left(\frac{1}{2} q_u e^2 \right) \\ &= (3000,46 \times 0,3) - \left(\frac{1}{2} \times 241,92 \times 1,2^2 \right) \\ &= 725,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Penulangan Arah X

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{725960000}{0,9 \times 8400 \times 1112,5^2} = 0,08 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,0002$$

Cek rasio tulangan

$$\begin{array}{ll} \rho_{\text{min}} < & \rho_{\text{perlu}} \\ 0,0037 > & 0,0002 \end{array}$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{s\text{perlu}} = 0,0037 \times 8400 \times 1112,5 = 34576,5 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{\text{maks}} \leq 2h$$

$$S_{\text{maks}} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$S_{\text{perlu}} \leq S_{\text{maks}}$$

$$\frac{1/4\pi d^2 b}{A_{s\text{perlu}}} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4\pi 25^2 8400}{34576,5} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$119,25 \text{ mm} < 2400 \text{ mm} \text{ (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 100 mm

Syarat :

$$A_{s\text{perlu}} \leq A_{s\text{pasang}}$$

$$34576,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi d^2 b}{S_{\text{pasang}}}$$

$$34576,5 \text{ mm}^2 \leq \frac{1/4\pi 25^2 8400}{100}$$

$$34576,5 \text{ mm}^2 \leq 41233,4 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 100 pada penulangan arah X.

Penulangan Arah Y

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

$$\rho_{min} = 0,25 \frac{\sqrt{f_c}}{f_y} = 0,0037$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{400}{0,85 \times 35} = 13,45$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi \times b \times d^2} = \frac{725960000}{0,9 \times 3300 \times 1087,5^2} = 0,21 \text{ N/mm}$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= 0,0005$$

Cek rasio tulangan

$$\begin{array}{ccc} \rho_{min} & < & \rho_{perlu} \\ 0,0037 & > & 0,0005 \end{array}$$

Karena kurang dari ρ_{min} , maka dipakai ρ_{min}

$$A_{S_{perlu}} = 0,0037 \times 3300 \times 1087,5 = 13278,375 \text{ mm}^2$$

Syarat spasi antar tulangan

$$S_{maks} \leq 2h$$

$$S_{maks} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$S_{perlu} \leq S_{maks}$$

$$\frac{1/4\pi d^2 b}{A_{S_{perlu}}} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$\frac{1/4\pi 25^2 3300}{13278,375} \leq 2400 \text{ mm}$$

$$122 \text{ mm} < 2400 \text{ mm (memenuhi)}$$

Tulangan pasang

Dicoba pasang tulangan D25 – 120 mm

Syarat

$$A_{S_{perlu}} \leq A_{S_{pasang}}$$

$$\begin{aligned}
 13278,375 \text{ mm}^2 &\leq \frac{1/4\pi d^2 b}{s_{pasang}} \\
 13278,375 \text{ mm}^2 &\leq \frac{1/4\pi 25^2 3300}{120} \\
 13278,375 \text{ mm}^2 &\leq 13499,03 \text{ mm}^2 \text{ (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D25 – 120 pada penulangan arah Y.

Cek Terhadap Panjang Penyaluran Kolom

Panjang lewatan minimum untuk sambungan lewatan tekan adalah $0,07 \times f_y \times d_b$, untuk $f_y = 400 \text{ Mpa}$ atau kurang, tetapi tidak kurang dari 300 mm

$$\begin{aligned}
 0,07 \times f_y \times d_b &\geq 300 \text{ mm} \\
 0,07 \times 400 \times 25 &\geq 300 \text{ mm} \\
 700 \text{ mm} &> 300 \text{ mm (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

Bengkokan 90° ditambah perpanjangan 12db pada ujung bebas kait

$$\begin{aligned}
 12db &= 12 \times 25 \\
 &= 300 \text{ mm} \\
 L_d \text{ vertical} &= 700 \text{ mm} - 300 \text{ mm} \\
 &= 400 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Syarat,

$$\begin{aligned}
 h &> L_d \text{ vertical} \\
 1200 \text{ mm} &> 400 \text{ mm (memenuhi)}
 \end{aligned}$$

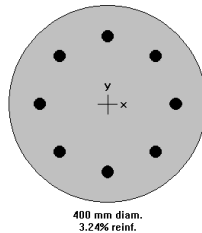
Desain Penyaluran Tulangan Pada Tiang Pancang

Penyaluran tulangan untuk diteruskan pada tiang pancang direncanakan menggunakan tulangan baja berdiameter D25. Pada perencanaan tulangan ini direncanakan dengan progam bantu SpColumn dengan menggunakan P_{aksial} dari output SAP2000 dan dibagi rata dengan jumlah tiang pancang yang digunakan, sedangkan untuk momen didapatkan dari gaya lateral yang terjadi.

Berikut perinciannya :

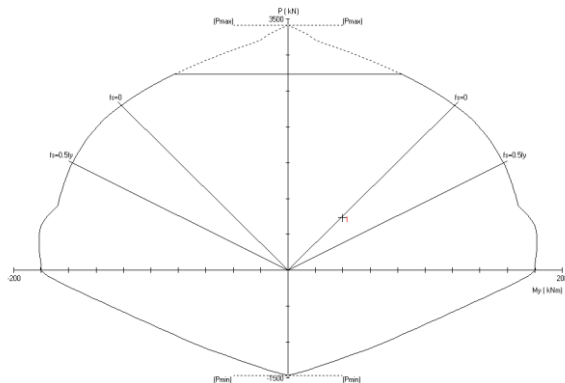
$$\begin{aligned}
 P &= 733,97 \text{ kN} \\
 M_x &= 105,5 \text{ kNm} \\
 M_y &= 39,87 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Untuk desain penulangan lentur tiang pancang akan digunakan program bantu SpColumn dengan memasukkan gaya dalam berfaktor dan merencanakan diameter serta jumlah tulangan yang akan digunakan. Dari *trial and error* dengan program bantu SpColumn didapatkan konfigurasi tulangan 8 D25, seperti pada Gambar 4.74 :



Gambar 4.74 Gambar Penampang Tiang Pancang

Hasil output dari program SpColumn berupa diagram interaksi seperti ditunjukkan pada Gambar 4.75 :



Gambar 4.75 Gambar Diagram interaksi tiang pancang

Tulangan Sengkang

Jarak maksimum

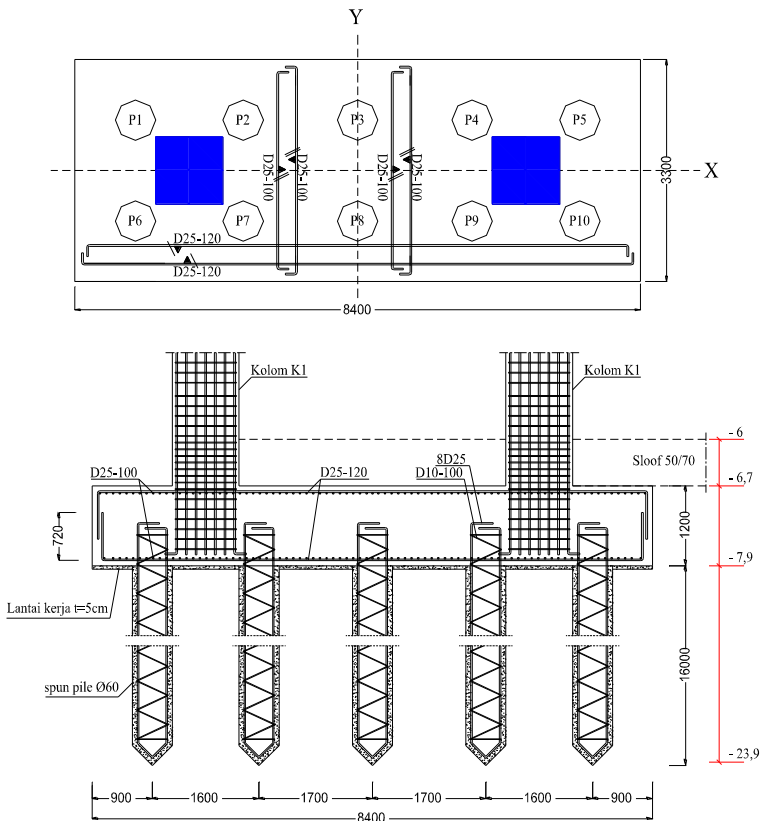
$$S1 = d/2 = 335/2 = 167,5 \text{ mm}$$

$$S2 = \frac{A_v \times f_y}{0,35 \times b_w} = \frac{157,1 \times 400}{0,35 \times 400} = 448,8 \text{ mm}$$

$$S3 = \frac{A_v \times f_y}{0,062 \sqrt{f_c} b w} = \frac{157,1 \times 400}{0,062 \times \sqrt{35} \times 400} = 428,2 \text{ mm}$$

S4 < 600 mm

Dari syarat di atas maka diambil jarak antar sengkang sebesar 100 mm. Sehingga dipasang sengkang D10-100 mm.



Gambar 4.76 Penulangan Tiang Pancang Tipe PC2

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari perhitungan-perhitungan yang telah dijelaskan pada bab sebelumnya didapatkan kesimpulan sesuai tujuan penulisan tugas akhir “Desain Modifikasi Struktur Gedung Hotel Premier Inn Surabaya dengan Menggunakan Beton Prategang dan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus” dengan gambar teknis pada lampiran dan hasil analisa sebagai berikut :

1. Perencanaan Gedung Hotel Premier Inn Surabaya pada zona gempa tinggi, memiliki dimensi – dimensi struktur baik struktur sekunder maupun struktur primer sebagai berikut :

Struktur Sekunder :

- Balok anak : 30/40 cm
- Balok lift : 30/40 cm
- Tebal plat : 12 cm

Struktur Utama :

- Balok Prategang : 45/65 cm
- Balok Induk : 45/60 cm
- Kolom K1 : 100/100 cm
- Kolom K2 : 90/90 cm
- Kolom K3 : 80/80 cm
- Kolom K4 : 70/70 cm
- Tiang pancang : D-60, Kedalaman 16 m

2. Dari hasil analisis beban gempa, struktur gedung termasuk ke dalam kategori desain seismik D dengan demikian konfigurasi yang diterapkan adalah SRPMK. Berdasarkan program analisis struktur didapatkan kontrol waktu getar alami (T) sebesar $2,228 \text{ detik} < C_u.T_a = 2,81 \text{ detik}$, kontrol partisipasi massa memenuhi syarat yaitu pada mode 20, kontrol nilai akhir respon spektrum (V) dinamik arah x dan y sebesar $468518,698 \text{ kg}$, dan memenuhi kontrol *drift* (simpangan) yaitu tidak boleh melebihi 60 mm .

3. Balok prategang direncanakan dengan sistem pascatarik dengan satu buah tendon yang didongkrak secara simultan sekaligus sehingga kehilangan tegangan akibat perpindahan elastis tidak terjadi. Berdasarkan perhitungan, kehilangan tegangan secara langsung dan tidak langsung yang terjadi pada balok prategang yaitu sebesar 21,14 %
4. Kehilangan prategang akibat kekangan kolom harus diperhitungkan untuk balok prategang yang dipasang dengan cara cor ditempat menyatu dengan kolom. Hal ini dikarenakan gaya jacking ditahan sebagian oleh kolom dan akan menghasilkan momen tambahan pada kolom sebesar kehilangan tegangan pada balok prategang.
5. Penggunaan beton prategang pada gedung bertingkat perlu diperhatikan kemampuan dalam menerima beban gempa yang terjadi pada struktur. Untuk membuat balok prategang dapat menerima beban gempa maka balok prategang didesain berperilaku daktail dengan memberikan baja lunak dengan perbandingan PPR sebesar 75,3%. Baja lunak ditujukan untuk mendisipasikan energi gempa dengan cara meleleh. Baja prategang memberikan ketahanan geser dari friksi yang ditimbulkan gaya prategang.

5.2 Saran

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Perencanaan Gedung Hotel Premier Inn Surabaya direncanakan disesuaikan dengan zona gempa yang terjadi pada daerah tersebut serta disesuaikan dengan peraturan – peraturan yang berlaku agar diperoleh hasil yang tepat, efektif dan efisien.
2. Untuk menghasilkan dimensi struktur primer yang efisien dan memenuhi syarat – syarat yang ditentukan, maka perlu dilakukan analisa secara bertahap. Dalam hal ini perlu

dikontrol beberapa syarat diantaranya : kontrol periode, kontrol $V_{dinamik} \geq 0,85 V_{statik}$, kontrol partisipasi massa, dan kotrol simpangan (*drift*).

3. Dalam perencanaan beton prategang sebaiknya mempertimbangkan dimensi balok dengan panjang bentang yang dibutuhkan serta besaran kehilangan prategang yang terjadi.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional. 2012. “*SNI 03 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*”. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional. 138 hal.

Badan Standarisasi Nasional. 2013. “*SNI 03 2847:2013 Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*”. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional. 255 hal.

Badan Standarisasi Nasional. 2013. “*SNI 03 1727:2013 Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain*”. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional. 198 hal.

Departemen Pekerjaan Umum. 1983. “*PPIUG 1983 Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung*”. Bandung : Departemen Pekerjaan Umum. 32 hal.

Kementerian Pekerjaan Umum. 2010. “*Peta Hazard Gempa Indonesia 2010*”. Jakarta : Kementerian Pekerjaan Umum. 22 hal.

Lin, T.Y., Burn, Ned H. 2000. “*Desain Struktur Beton Prategang Edisi Ketiga Jilid 1*”. Diterjemahkan oleh : Mediana. Jakarta : Binarupa Aksara. 411 hal.

Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. “*Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 1*”. Surabaya : ITSPress. 974 hal.

Nawy, E. G., Tavio, dan Kusuma, B. 2010. “*Beton Bertulang Sebuah Pendekatan Mendasar Jilid 2*”. Surabaya : ITSPress. 974 hal.

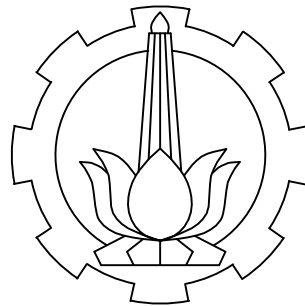
Raka, I.G.P., Tavio, dan Made Dharma Astawa. 2014. "*State-of-the-Art Report on Partially-Prestressed Concrete Earthquake-Resistant Building Structures for Highly-Seismic Region*". Procedia Engineering 95 : 43-53.

Tavio dan Kusuma, B. 2009. "*Desain Sistem Rangka Pemikul Momen dan Dinding Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa*". Surabaya : ITSPress. 141 hal.

Wight, J.K., dan MacGregor, J.G. 2012. "*Reinforced Concrete Mechanics and Design*". New Jersey : Pearson Education. 1177 hal.

GAMBAR PERENCANAAN

DESAIN MODIFIKASI STRUKTUR GEDUNG HOTEL PREMIER INN SURABAYA DENGAN MENGGUNAKAN
BETON PRATEGANG DAN SISTEM RANGKA PEMIKUL MOMEN KHUSUS (SRPMK)

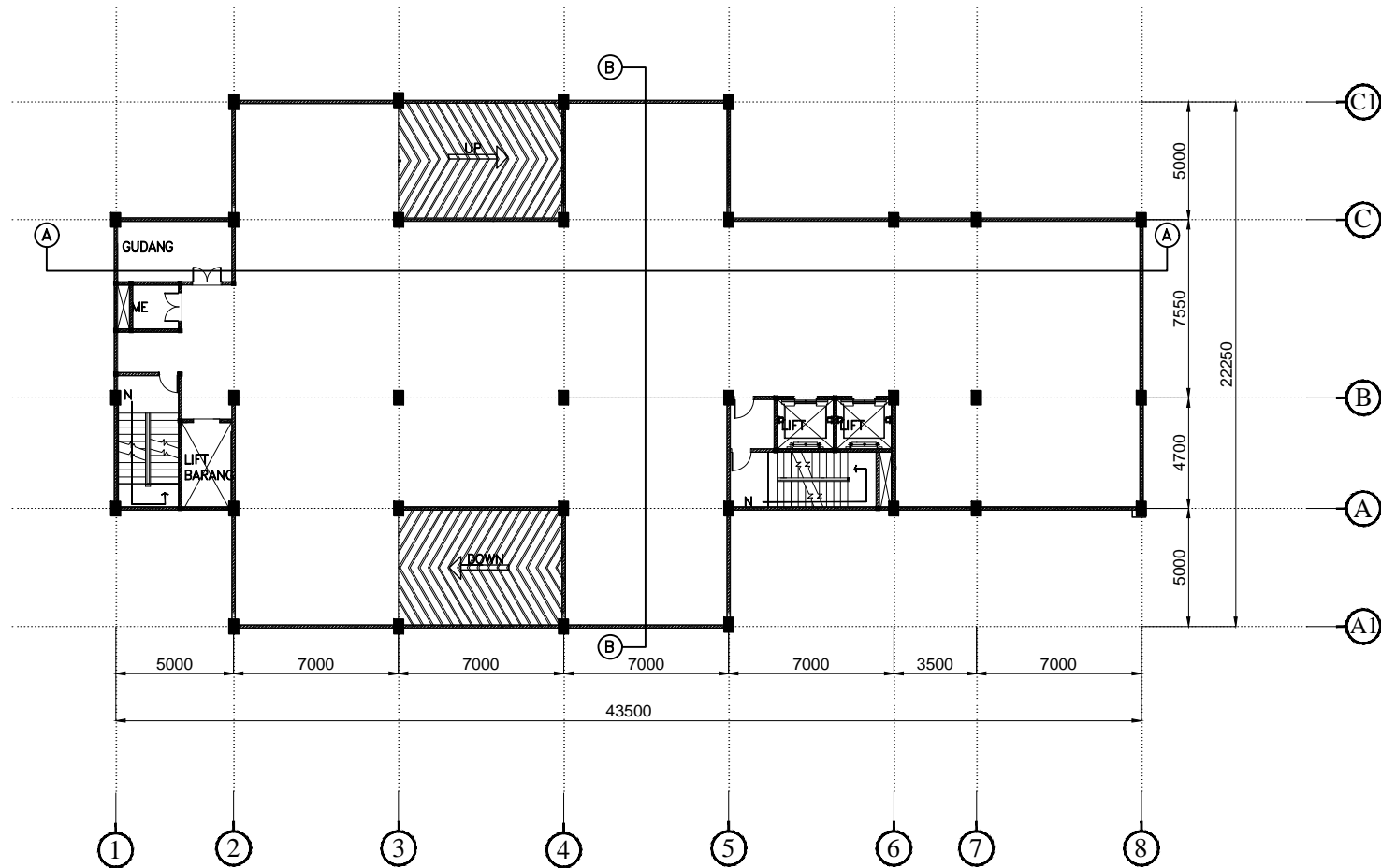


OLEH :
FIRDAUZIAH RAMADHANI
NRP. 3115 105 029


PEMBIMBING 1 :
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA
NIP. 19500403 197603 1 003

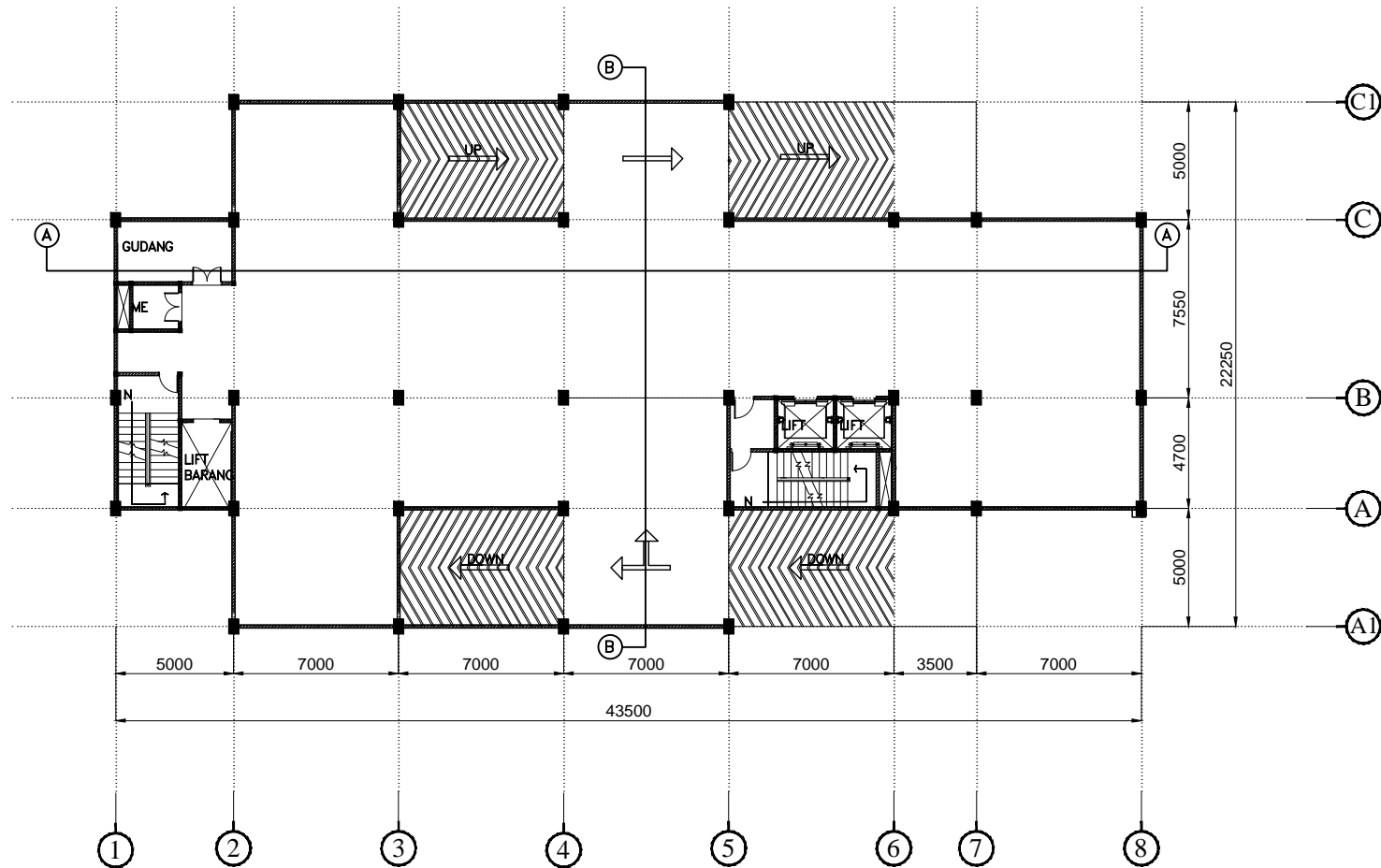
PEMBIMBING 2 :
Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D
NIP. 19700327 199702 1 001

INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL
SURABAYA 2017




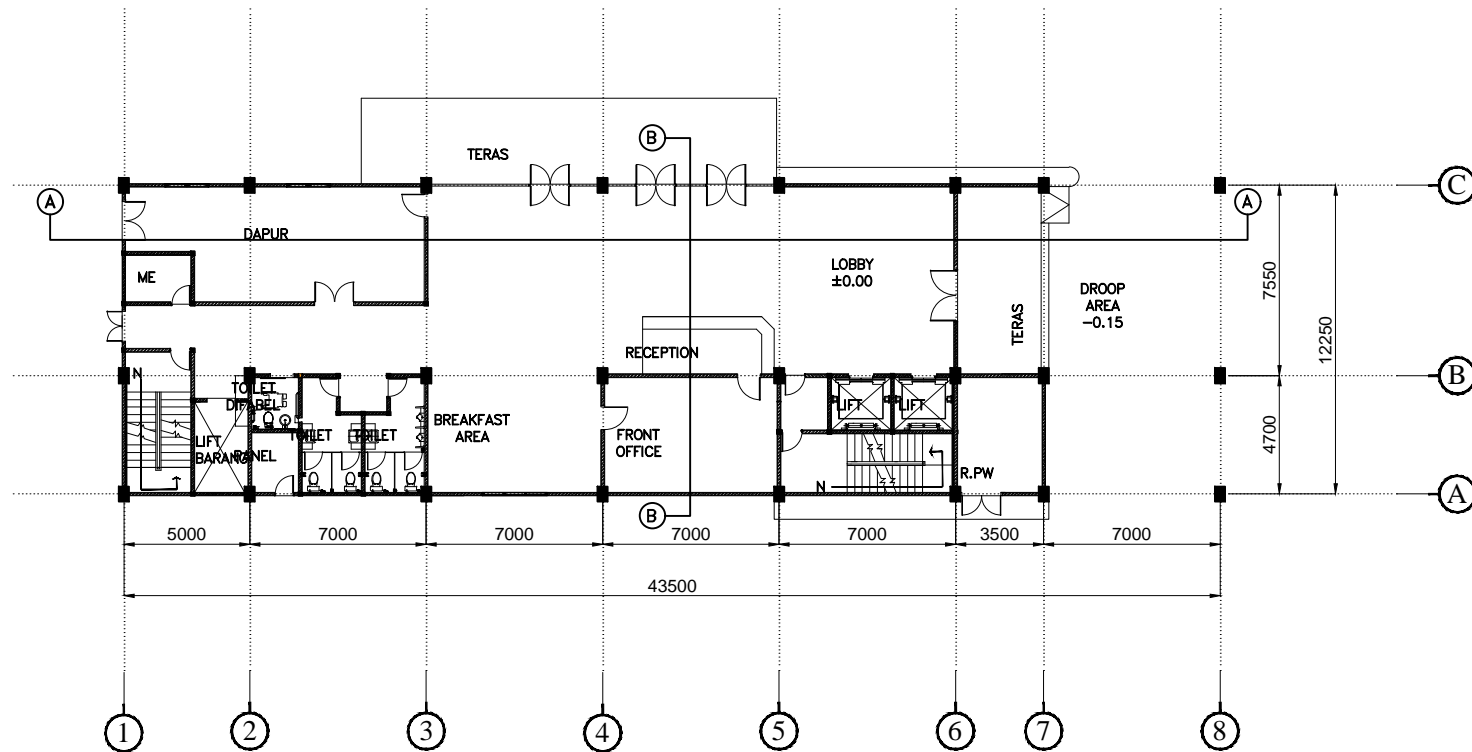
DENAH LANTAI BASEMENT 2
Skala 1 : 300

 <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	<p>TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS</p>	<p>DENAH LANTAI BASEMENT 2</p>	<p>1 : 300</p>	<p>Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.</p>	<p>FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029</p>	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						1	12




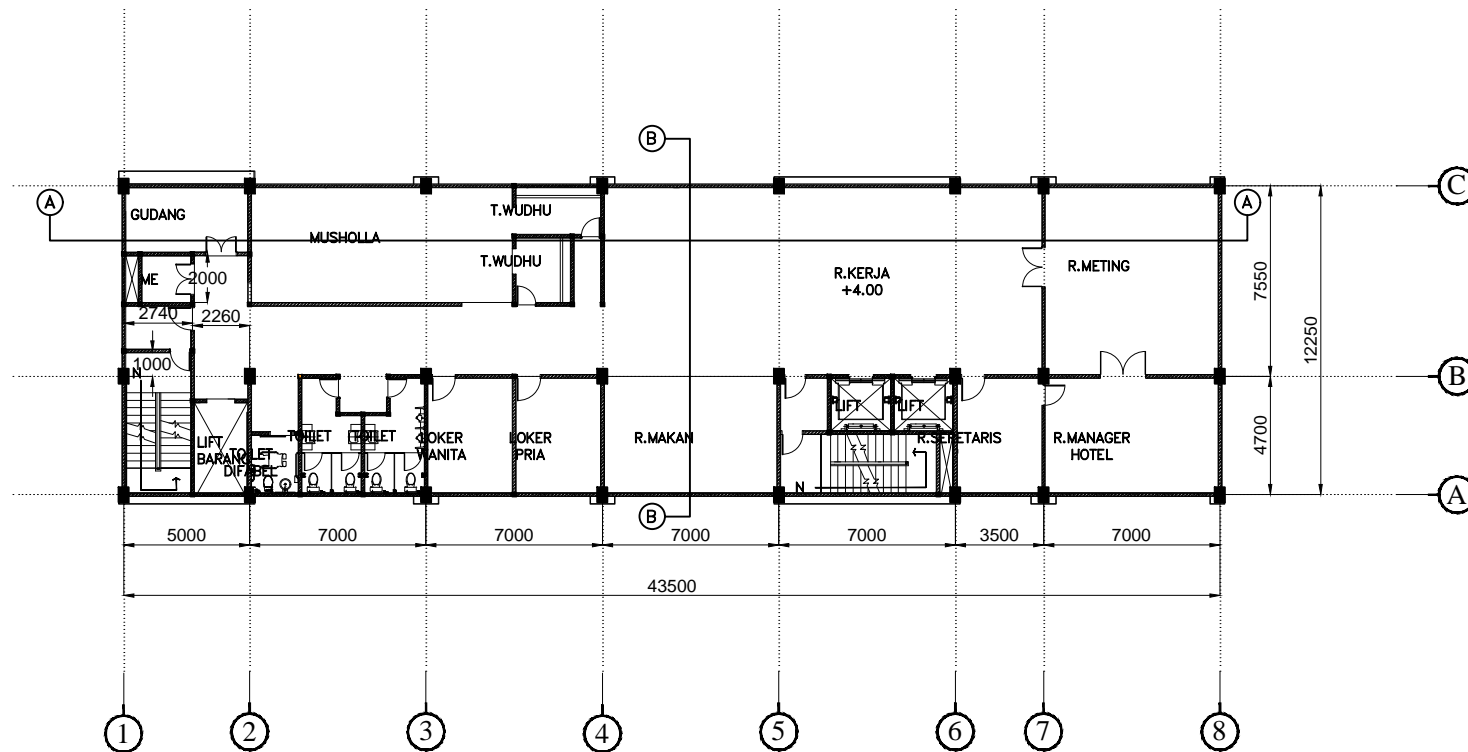
DENAH LANTAI BASEMENT 1
Skala 1 : 300


 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DENAH LANTAI BASEMENT 1	1 : 300	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						2	12

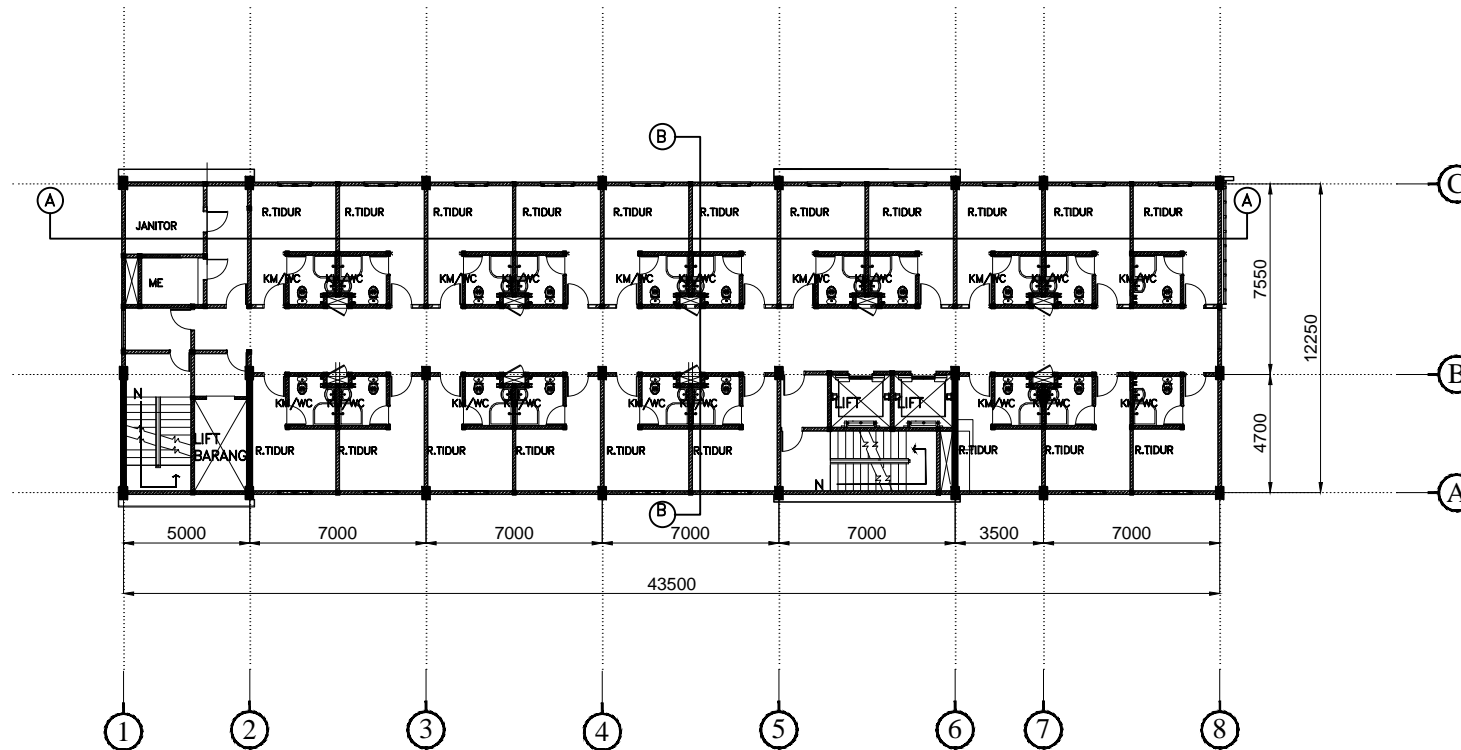



DENAH LANTAI 1
Skala 1 : 300

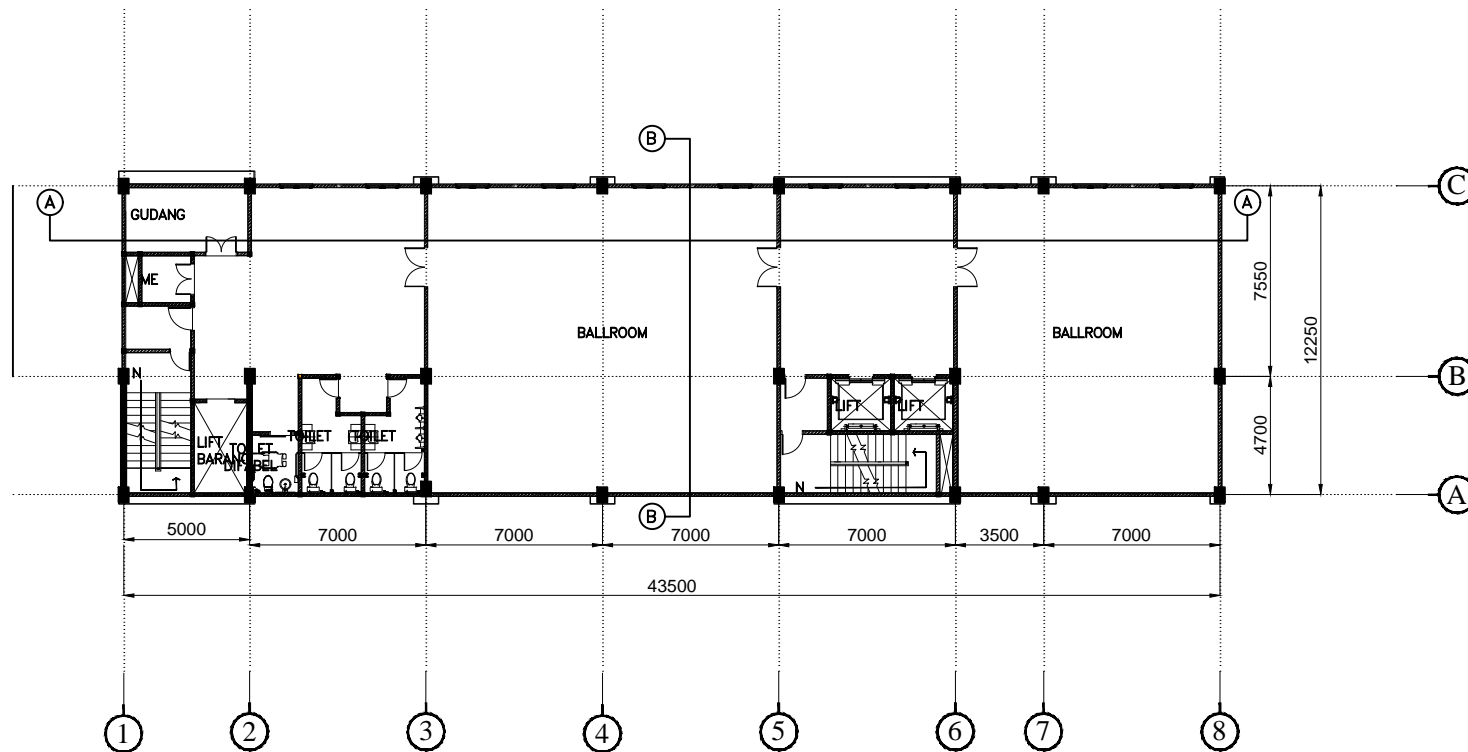
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DENAH LANTAI 1	1 : 300	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						3	12




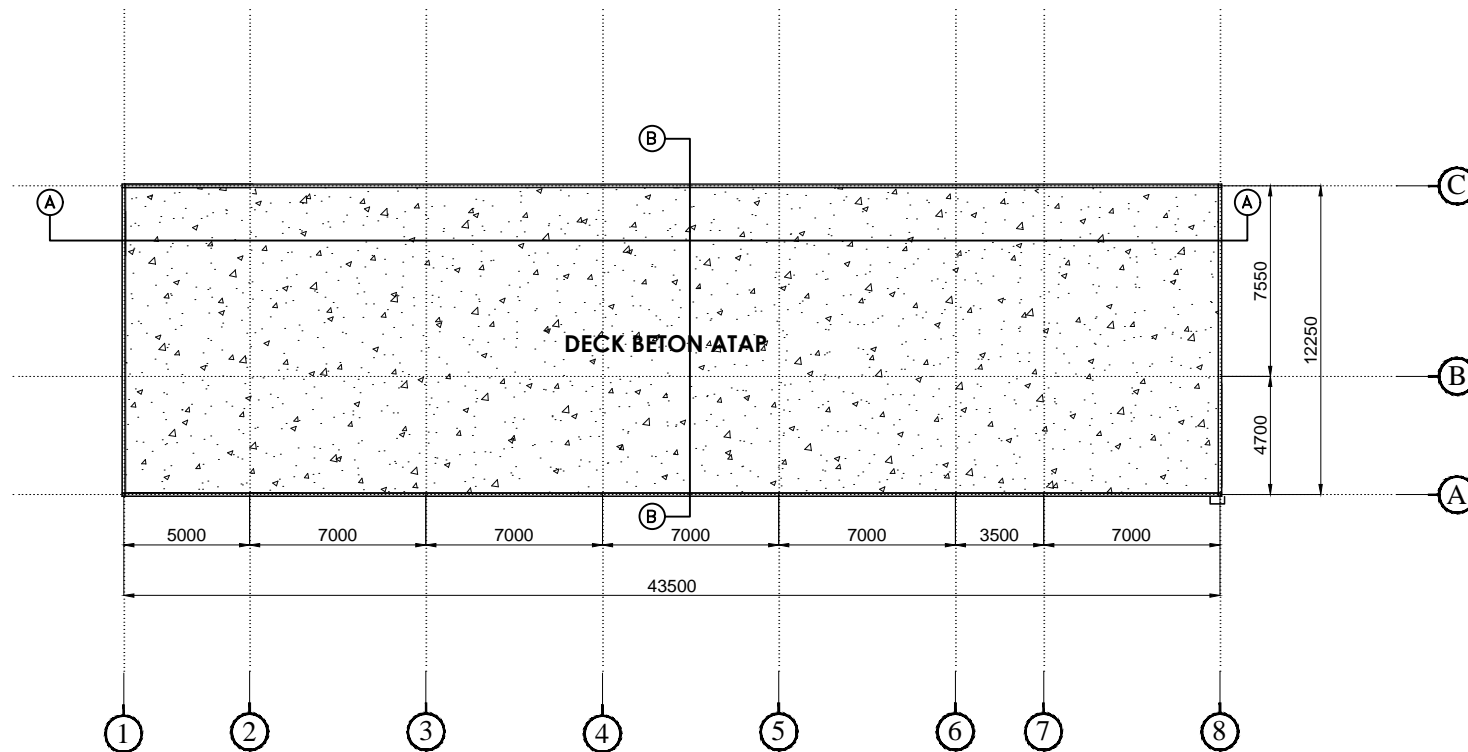
 <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DENAH LANTAI 2	1 : 300	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						4	12




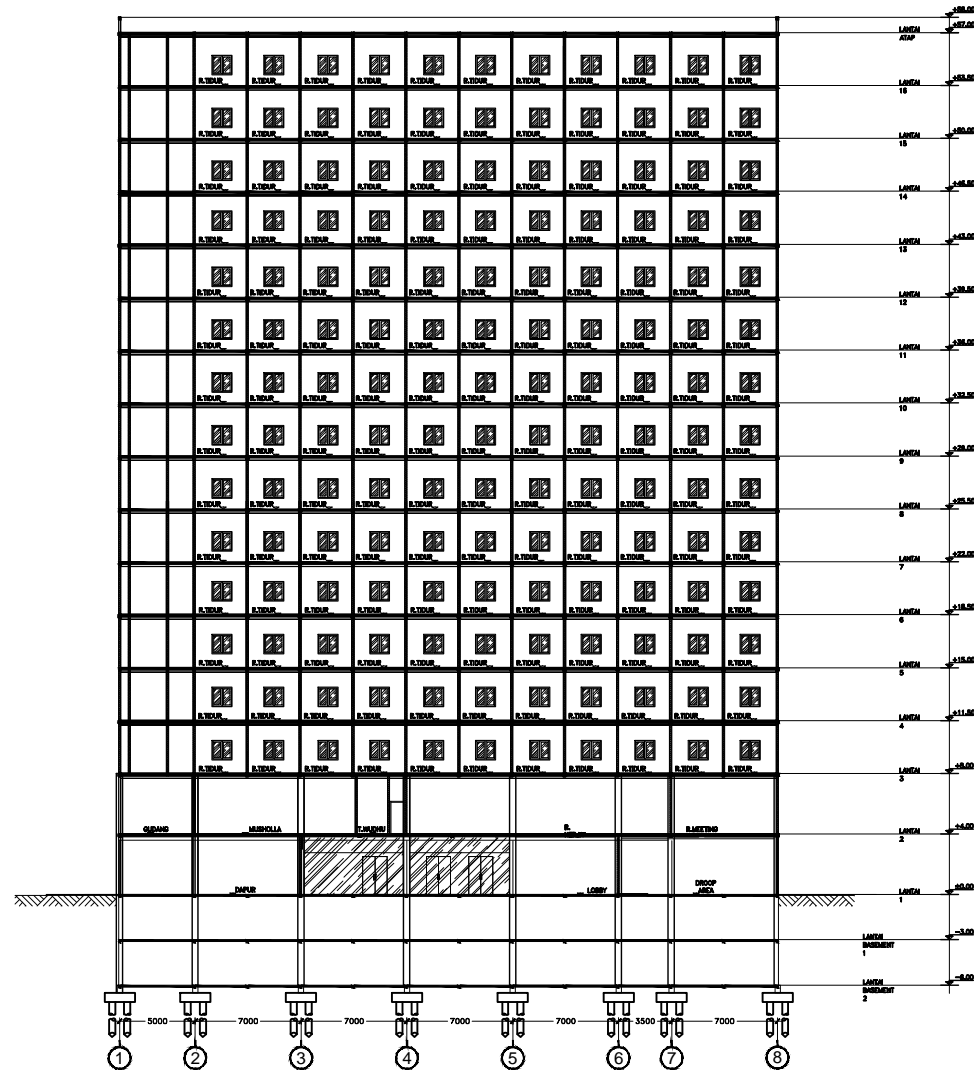
 <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	<p>TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS</p>	<p>DENAH LANTAI 3 - 14</p>	<p>1 : 300</p>	<p>Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.</p>	<p>FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029</p>	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						5	12




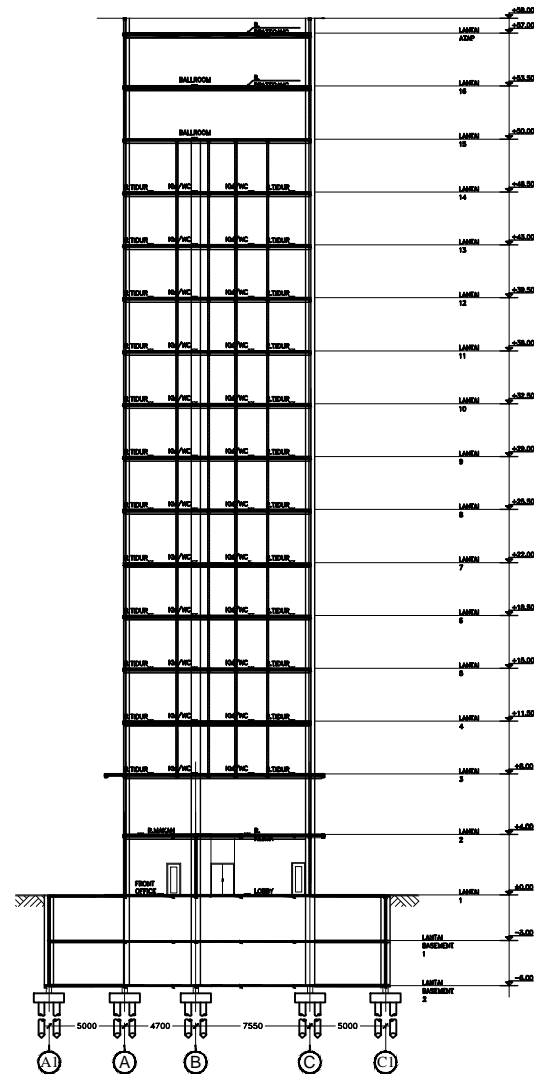
 <p>INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL</p>	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	<p>TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS</p>	<p>DENAH LANTAI 15-16</p>	<p>1 : 300</p>	<p>Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.</p>	<p>FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029</p>	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						6	12




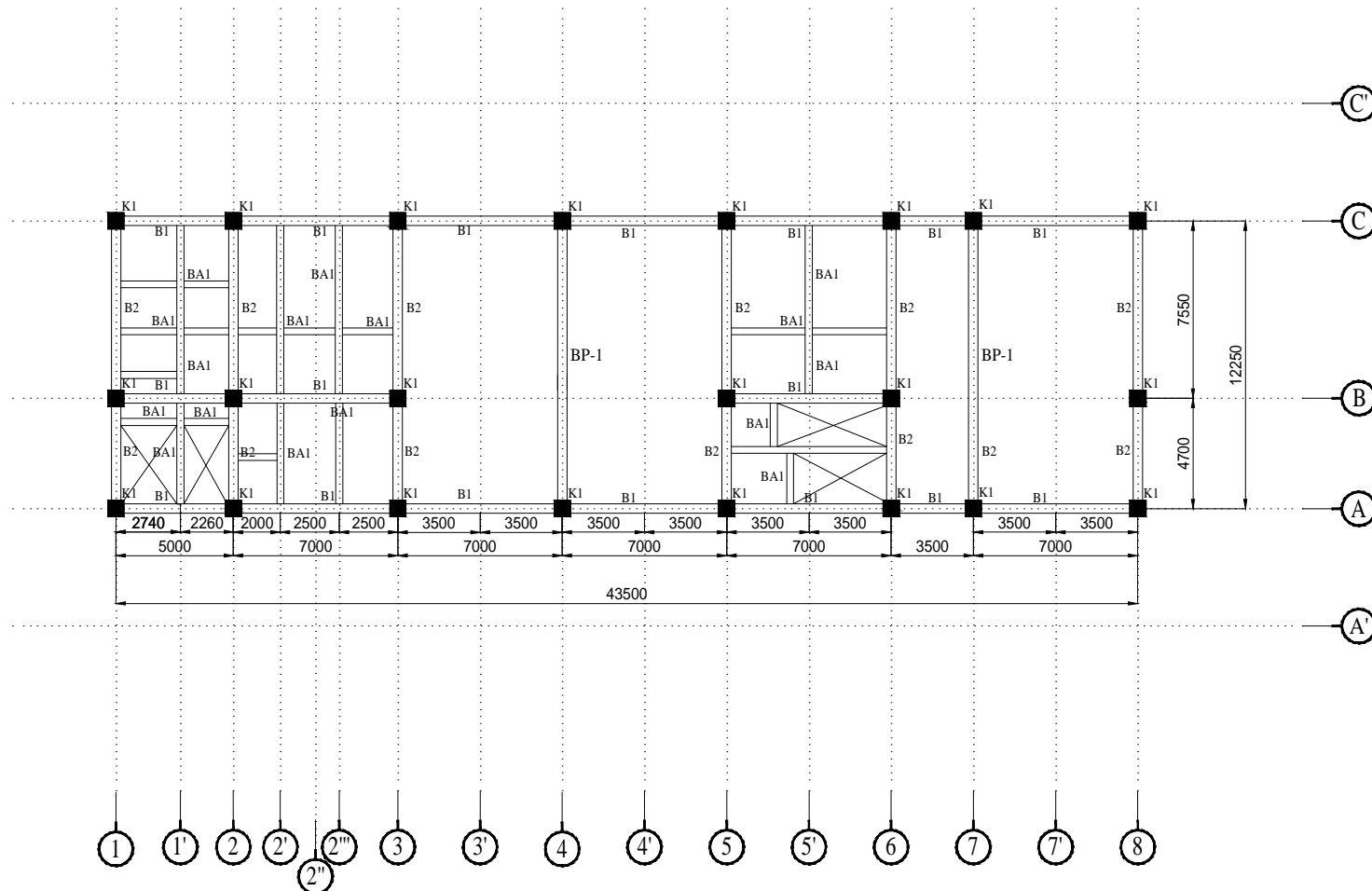
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DENAH LANTAI ATAP	1 : 300	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						7	12



 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	POTONGAN A - A	1 : 500	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						11	12



 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	POTONGAN B - B	1 : 500	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	ARS	
						NOMOR	JUMLAH
						12	12



DENAH KOLOM DAN BALOK LANTAI 16-ATAP
Skala 1 : 300

Tipe Balok	Dimensi Balok
B1	450 x 600
B2	450 x 600
BA1	300 x 400
BP1	450 x 650
K1	1000 x 1000
K2	900 x 900
K3	800 x 800
K4	700 x 700



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
 FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS
 TUGAS AKHIR
 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL
 FTSP - ITS

JUDUL GAMBAR
 DENAH KOLOM
 DAN BALOK
 LANTAI 16-ATAP

SKALA
 1 : 300

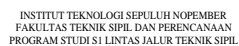
DOSEN PEMBIMBING
 Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA
 Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.

NAMA / NRP MAHASISWA
 FIRDAUZIAH RAMADHANI
 3115 105 029

KODE

STR

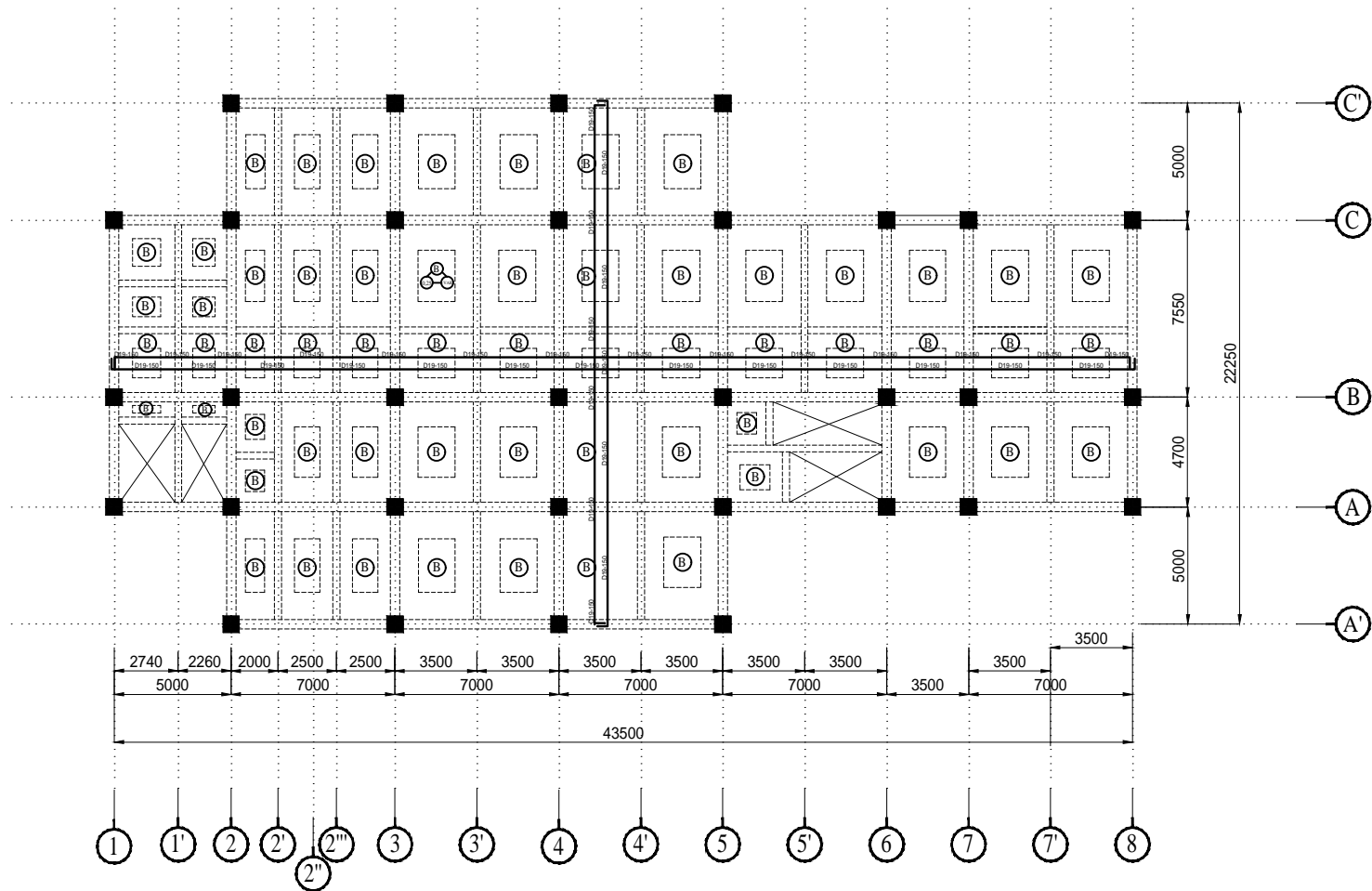
NOMOR	JUMLAH
6	31



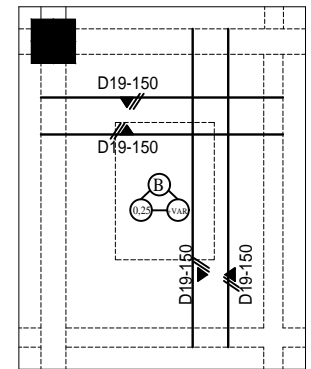
JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DENAH PILE CAP DAN PONDASI	1 : 300	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	STR	
					NOMOR	JUMLAH
					7	31



JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	POTONGAN MEMANJANG	1 : 500	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	STR	
					NOMOR	JUMLAH
					8	31



PENULANGAN PLAT LANTAI BASEMENT 2
Skala 1 : 300



DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI TIPE B
Skala 1 : 40



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS
TUGAS AKHIR
LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS

JUDUL GAMBAR
PENULANGAN
PLAT LANTAI
BASEMENT 2

SKALA
1 : 300

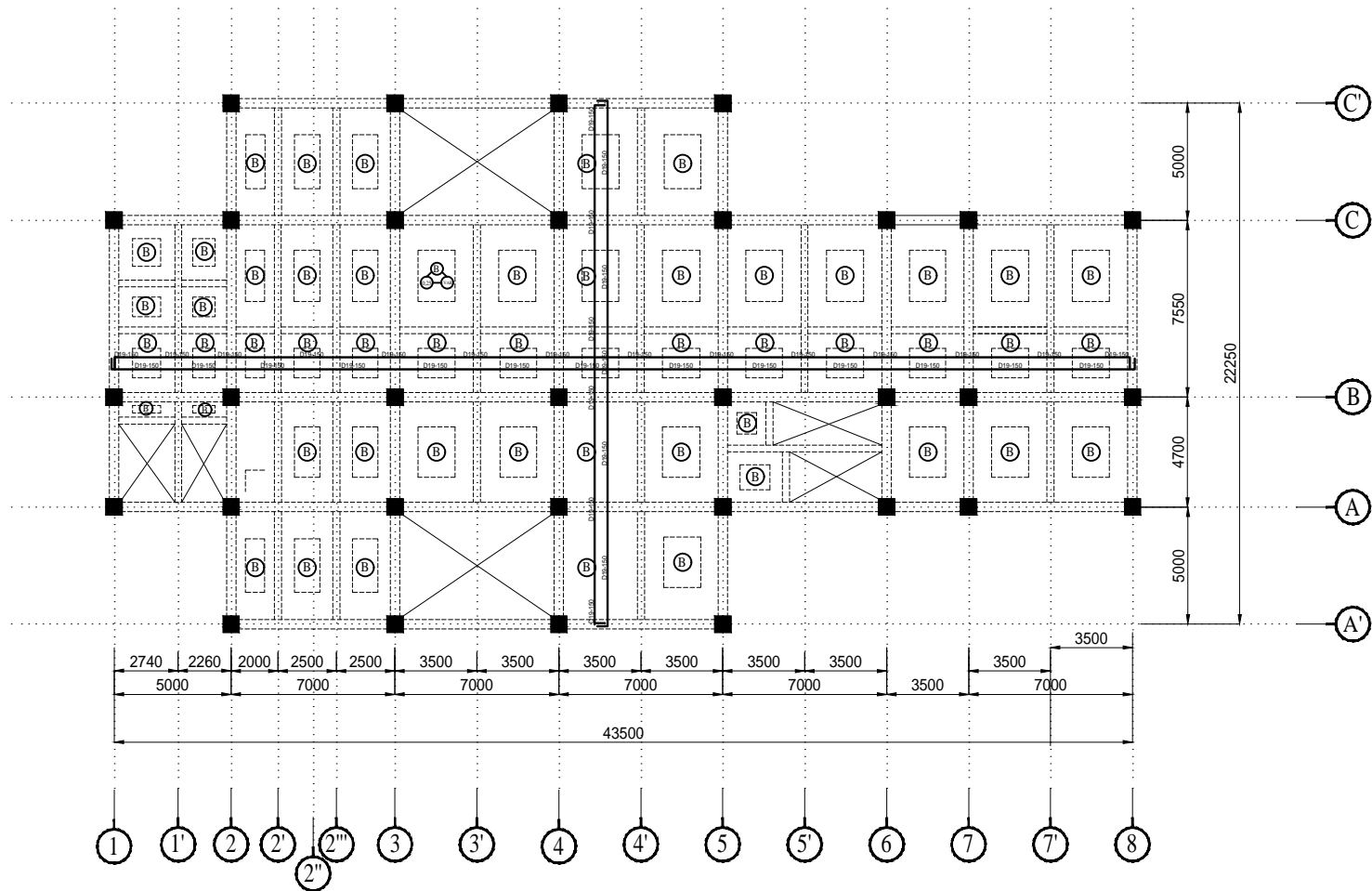
DOSEN PEMBIMBING
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA
Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.

NAMA / NRP MAHASISWA
FIRDAUZIAH RAMADHANI
3115 105 029

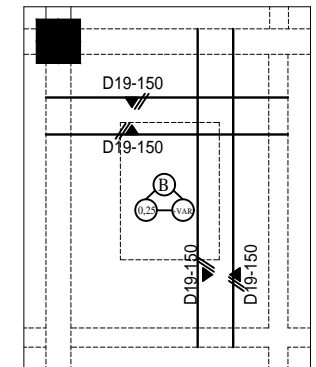
KODE

STR

NOMOR	JUMLAH
10	31



PENULANGAN PLAT LANTAI BASEMENT 1
Skala 1 : 300



DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI TIPE B
Skala 1 : 40



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS
TUGAS AKHIR
LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS

JUDUL GAMBAR
PENULANGAN
PLAT LANTAI
BASEMENT 1

SKALA
1 : 300

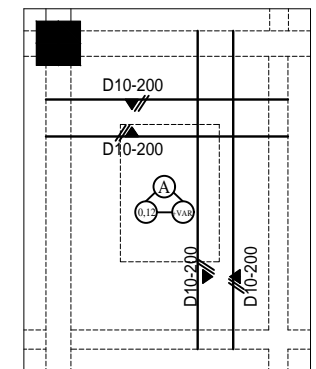
DOSEN PEMBIMBING
Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA
Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.

NAMA / NRP MAHASISWA
FIRDAUZIAH RAMADHANI
3115 105 029

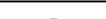
KODE

STR

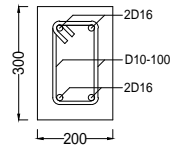
NOMOR	JUMLAH
11	31



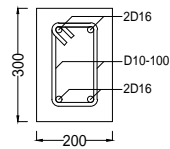
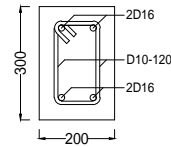
DETAIL PENULANGAN PLAT LANTAI TIPE A
Skala 1 : 40

 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	PENULANGAN PLAT LANTAI 1	1 : 300	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	STR	
						NOMOR	JUMLAH
						12	31

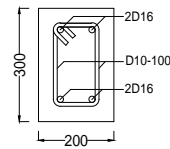
Tumpuan



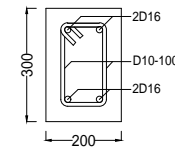
Lapangan



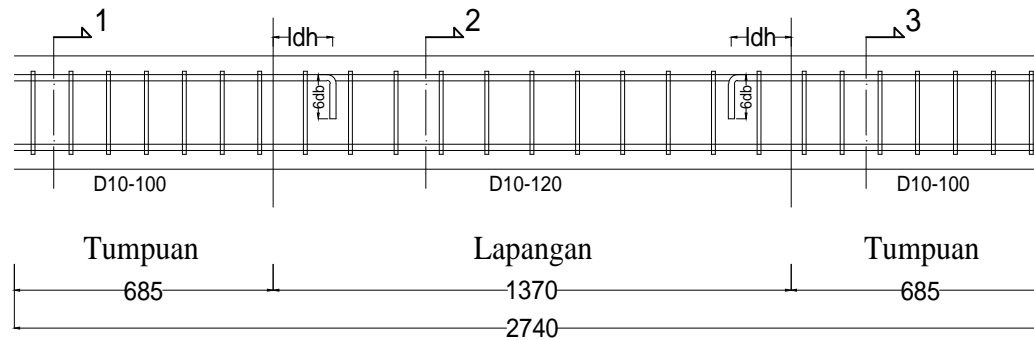
Potongan 1



Potongan 2



Potongan 3



DETAIL PENULANGAN BALOK BORDES

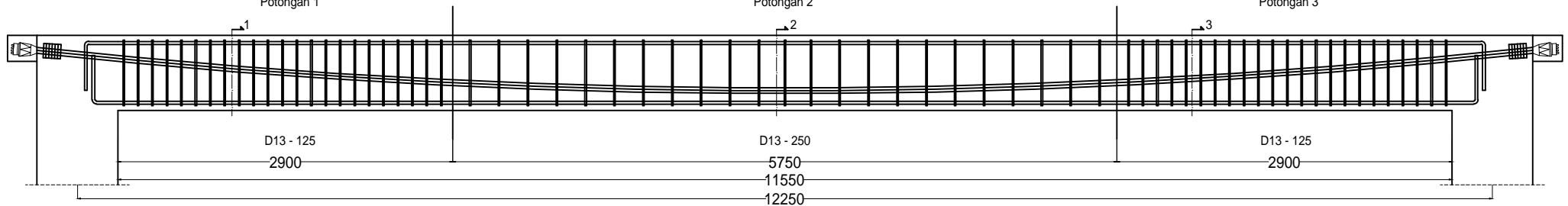
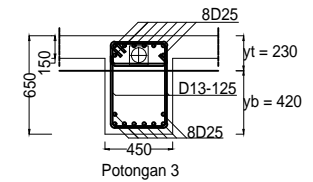
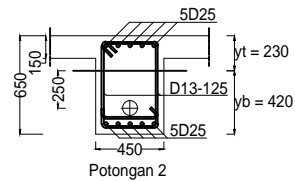
Skala 1 : 20



INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL

JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DETAIL PENULANGAN BALOK BORDES	1 : 20	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	STR	
					NOMOR	JUMLAH
					20	31

The diagram illustrates a cross-section of a bridge. It features a curved upper deck supported by a flat base. The structure is divided into several vertical sections by thin lines. At the far left and right ends, there are triangular markers pointing outwards, likely representing the bridge's abutments or piers. The overall shape is elongated and horizontal, typical of a bridge cross-section.



JUDUL TUGAS

TUGAS AKHIR
LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL
FTSP - ITS

JUDUL GAMBAR

DETAIL
PENULANGAN
BALOK PRATEGANG

SKALA
1 : 50

DOSEN PEMBIMBING

Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA

Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.

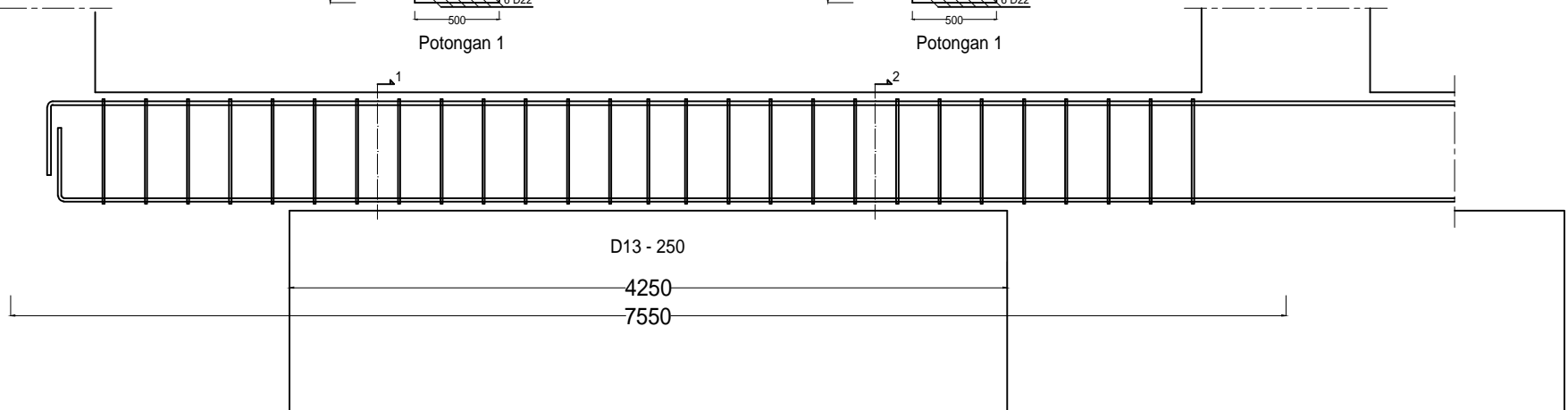
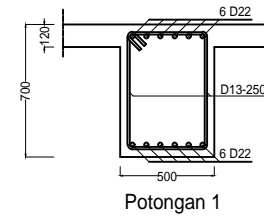
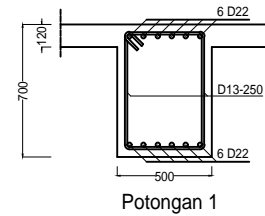
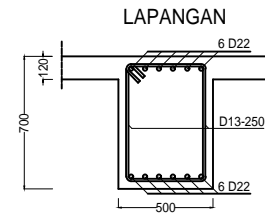
NAMA / NRP MAHASISWA

FIRDAUZIAH RAMADHANI
3115 105 029

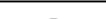
KODE


STR

NOMOR	JUMLAH
23	31



DETAIL PENULANGAN BALOK SLOOF (S1)
Skala 1 : 40

 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DETAIL PENULANGAN BALOK SLOOF (S1)	1 : 40	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	STR	
						NOMOR	JUMLAH
						29	31

 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN PROGRAM STUDI S1 LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL	JUDUL TUGAS	JUDUL GAMBAR	SKALA	DOSEN PEMBIMBING	NAMA / NRP MAHASISWA	KODE	
	TUGAS AKHIR LINTAS JALUR TEKNIK SIPIL FTSP - ITS	DETAIL PC3	1 : 100	Prof. Dr. Ir. I GUSTI PUTU RAKA Prof. TAVIO, ST. MT. Ph.D.	FIRDAUZIAH RAMADHANI 3115 105 029	STR	
						NOMOR	JUMLAH
						31	31

BIODATA PENULIS

Firdauziah Ramadhani



Penulis lahir di Surabaya, 28 Februari 1994, merupakan anak ke-2 dari tiga bersaudara. Pendidikan formal TK hingga SMA ditempuh penulis di TK Aisyiyah Bustanul Athfal 34 Gresik, SD Muhammadiyah 1 Gresik, SMPN 1 Gresik, SMAN 1 Gresik. Setelah lulus dari SMAN 1 Gresik tahun 2012. Penulis melanjutkan pendidikan Diploma 3 Jurusan Teknik Sipil Program Studi

Bangunan Gedung di Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya angkatan tahun 2012. Pada Tahun 2015 penulis melanjutkan pendidikan Sarjana pada program Lintas Jalur jurusan Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya dan terdaftar dengan NRP 3115105029. Di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS Surabaya, penulis adalah mahasiswa Program Sarjana (S1) dengan bidang studi Struktur.